



Savipohjaisen pientalon perustaminen – kestävä ja vakaa perustus

Ammattikorkeakoulututkinnon oppinäytetyö
Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri (AMK)

kevät 2025

Wajma Razaqi

Koulutus	Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka	
Tekijä	Wajma Razaqi	Vuosi 2025
Työn nimi	Savipohjaisen pientalon perustaminen – kestävä ja vakaa perustus	
Ohjaaja	Elis Kivi	

Tämän työn tavoitteena oli tutkia savipohjaisen maaperän vaikutuksia omakotitalon rakennesuunnitteluun ja esitellä tapausesimerkki omakotitalon rakentamisesta savipohjaiselle tontille. Savipohjaiselle maaperälle rakentaminen on erityisen haastavaa alhaisen kantavuuden, suuren kokoonpuristuvuuden ja heikon vedenläpäisevyyden vuoksi.

Työssä tutkittiin savipohjaisen maaperän ominaisuuksia, maaperän vahvistusmenetelmiä, pohjatutkimuksen merkitystä, perustamistavan valintaa maaperätilanteen mukaan. Näiden tekijöiden avulla pyrittiin ymmärtämään, kuinka savipohjainen maaperä vaikuttaa rakennesuunnitteluun. Lisäksi tarkasteltiin, millaisia ratkaisuja perustamiseen tehdään ja millaisia menetelmiä voidaan käyttää painumaongelmien minimointiin.

Case-esimerkkinä tarkasteltiin savipohjaiselle tontille rakennetun omakotitalon perustamista. Ennen rakentamista suoritettiin maan painumaseuranta ja maaperätutkimus, jotka todettiin keskeisiksi toimenpiteiksi. Pohjatutkimusten perusteella päätettiin käyttää paalutusta suuren savikerroksen vuoksi. Ratkaisuihin sisällytettiin myös routasuojaus ja salaojitus, jotka toteutettiin suunnitelmien mukaisesti maaperän kosteustilan hallitsemiseksi ja routimisen estämiseksi. Rakennusprosessin aikana huolehdittiin kosteudenhallinnasta ja jatkuva painumaseuranta toteutettiin turvallisuuden varmistamiseksi.

Työssä suoritettiin teräspaalujen kantavuuden laskenta PileCalc-ohjelmalla. Tavoitteena oli selvittää millaisia kantavuuksia savipohjaiselle maaperälle tarvitaan ja miten ne vastaavat suunnitelmia. Tulokset olivat lähellä toisiaan, mikä osoitti laskentamallin luotettavuuden.

Työn tuloksena voidaan todeta, että savipohjaisen maaperän erityispiirteet edellyttävät huolellista painumaseurantaa, suunnittelua ja oikeiden vahvistusmenetelmien valintaa. Oikein valitut perustamisratkaisut, kuten paalutus, sekä jatkuva painumaseuranta ja kosteudenhallinta ovat keskeisiä elementtejä rakennuksen pitkäikäisyyden ja turvallisuuden varmistamiseksi savipohjaiselle maalle rakennettaessa.

Avainsanat Kantavuus, painuma, perustus, pientalo, savi, savipohjainen maaperä

Sivut 49 sivua ja liitteitä 5 sivua

DP Construction and Civil Engineering, Bachelor of Engineering
Author Wajma Razaqi Year 2025
Subject Constructing a Detached House on Clay Soil – A Durable and Stable Foundation
Supervisors Elis Kivi

The aim of this study was to investigate the effects of clayey soil on the structural design of a detached house and to present a case example of constructing a house on a clayey plot. Building on clayey soil is particularly challenging due to its low bearing capacity, high compressibility and poor water permeability.

This study examined the characteristics of clayey soil, soil reinforcement methods, the importance of soil investigation and the selection of foundation methods based on the soil conditions. These factors were analyzed to understand how clayey soil affects structural design. Additionally, the study looked into the foundation solutions used and methods for minimizing settlement issues.

A case example of the foundation of a detached house on a clayey plot was also examined. Before construction, soil settlement monitoring and soil investigations were conducted, which were identified as key actions. Based on the results of the soil investigation, it was decided to use piling due to the thick clay layer. The solutions also included frost protection and drainage, which were implemented according to the plans to manage the soil moisture and prevent frost heaving. During construction, moisture control was carefully managed and continuous settlement monitoring was carried out to ensure safety.

The study also included the calculation of the bearing capacity of steel piles using the PileCal software. The goal was to determine the required bearing capacities for clayey soil and how these correspond to the plans. The results were consistent, confirming the reliability of the calculation model.

The findings of this study highlight that the unique characteristics of clayey soil require careful settlement monitoring, planning, and the selection of appropriate reinforcement methods. Properly chosen foundation solutions, such as piling, along with continuous settlement monitoring and moisture control, are essential to ensure the longevity and safety of buildings constructed on clayey soil.

Keywords Bearing capacity, clay, clay-based soil, detached house, foundation, settlement

Pages 49 pages and appendices 5 pages

Sisällys

1	Johdanto	1
2	Savipohjaisen maaperän ominaisuudet.....	2
2.1	Hiukkaskoko ja rakenne	2
2.2	Saven eri lajikkeet.....	2
2.3	Saven lujuus	3
2.4	Maaperän painuminen	3
2.5	Konsolidaatiopainuma.....	4
2.6	Saven vedenläpäisevyys.....	5
2.7	Sensitiivisyys.....	5
2.8	Kuivakuorisavi.....	6
3	Savipohjan rakenne- ja vahvistusmenetelmä	7
3.1	Esikuormitus	7
3.2	Massanvaihto.....	7
3.3	Kevennykset	8
3.4	Massastabilointi	8
3.5	Paalutus.....	9
4	Pohjavesi	10
4.1	Pohjaveden muodostuminen ja kapillaarinen nousu.....	10
4.2	Pohjaveden hallinta.....	10
5	Pohjatutkimukset.....	11
5.1	Pohjatutkimuksen vaikutus perustussuunnitteluun	11
5.2	Painokairaus	11
5.3	Siipileikkauskoe	13
5.4	Siipileikkauslujuuden määrittäminen leikkauskokeilla	15
5.5	Näytteenotto	16
6	Perustussuunnittelu.....	17
6.1	Perustus.....	17
6.2	Routaeristys	18
7	Konsolidoitumistila	19
8	Painumalaskenta.....	19
8.1	Kokonaispainuma	19
8.2	Painumalaskenta kokoonpuristuvuudesta	20

8.3	Janbun tangettimenetelmä	21
8.4	Painumalaskenta vesipitoisuudella.....	23
9	Teräspaalujen mitoitus	24
10	Case-esimerkki: Savipohjaisen omakotitalon rakennesuunnittelu.....	25
10.1	Lähtökohdat	25
10.2	Pohjatutkimukset.....	25
10.3	Paalutukset	27
10.4	Perustukset ja alapohjan rakenne	28
10.5	Routasuojaus ja salaojitus.....	29
10.6	Painumaseuranta.....	30
10.7	Kosteuden seuranta	30
10.8	Paalumallien kantavuuden laskenta	31
11	Päätelmät.....	35
	Lähteet.....	36

Kuvat

Kuva 1.	Konsolidaatiopainuman muodostuminen (Rantamäki ym., 2008, s. 210).....	4
Kuva 2.	Paalujen ryhmittely toimintatavan mukaan (Rantamäki & Tamminne, 2006, s. 44).....	9
Kuva 3.	Painokairausdiagrammi (SGY, 2021, s. 3)	12
Kuva 4.	Siipileikkauskoe (SGY, 2018, s. 21)	14
Kuva 5.	Siipikairausdiagrammi (SGY, 2021, s. 5).....	14
Kuva 6.	Häiriintynyt näytteiden otto (Rantamäki ym., 2008, s.279).....	16
Kuva 7.	Perustamistapoja savipohjaisessa maaperässä (RT 81–10486, 1992, s. 6).....	18
Kuva 8.	Ödometrikoetus (Jääskeläinen, 2011, s. 126).....	20
Kuva 9.	Tangettimoduuli (Jääskeläinen, 2011, s. 133)	22
Kuva 10.	RD-paalujen rakenne (RR- ja RD-paalut, 2016, s. 9-10)	24
Kuva 11.	kairauspisteet tontilla (Porvoon kaupunki, 2020)	26
Kuva 12.	Kairaustulokset pisteellä 2 (Porvoon kaupunki, 2020)	26
Kuva 13.	Perustusleikkaus (Perustuva, 2020).....	28
Kuva 14.	Routasuojaus (Perustuva, 2020).....	29
Kuva 15.	Pintavesisuunnitelma (Perustuva, 2020)	31
Kuva 16.	Teräspaalujen valinta (SSAB, 2016)	32
Kuva 17.	Teräspaalujen tietojen täyttäminen suunnitelmien mukaan (SSAB, 2016).....	32

Kuva 18. Teräspaalujen tietojen täyttäminen suunnitelmien mukaan (SSAB, 2016)	33
Kuva 19. Taipumiskestävyyden arvo (SSAB, 2016)	34

Taulukot

Taulukko 1. Maalajien sensitiivisyyden keksiarvo ja mediaani (Ronkainen, 2012, s. 45)	6
Taulukko 2. Kuivakutistumanarvot saven eri tyypeille (Salonen, 2002, s. 96)	6
Taulukko 3. Perustamistapoja eri maaperäolosuhteissa (RT 81–10486, 1992, s. 5)	17
Taulukko 4. Paalutustaulukko (Perustuva, 2020)	27

Liitteet

Liitteet 1. Julkisivuleikkaus	38
Liitteet 2. Paalumallien kantavuuden laskenta 90/6.3	39
Liitteet 3. Paalumallien kantavuuden laskenta 90/6.3 tulokset	40
Liitteet 4. Paalumallien kantavuuden laskenta 115/6.3	41
Liitteet 5. Paalumallien kantavuuden laskenta 115/6.3 tulokset	42

Merkinnät

s_t	sensitiivisyys
s_u	suljettu leikkauslujuus
s_r	häiriintyneen maakerroksen suljettu leikkaisulujuus
s_v	Leikkauslujuus (kPa)
k	Siipikerroin
r_s	Kalibrointikerroin
T_{max}	suurin vääntömomentti (Nm)
s_{vr}	siipileikkauslujuus
T_{vr}	Häiritty vääntömomentti (Nm)
D	Siiven halkaisija (mm)
s	kokonaispainuma (m)
s_i	alkupainuma (m)
s_k	konsolidaatiopainuma (m)
s_τ	sivusiirtymien aiheuttama painuma (m)
s_s	jälkipainuma (m)

σ_{v0}	esikuormitus
σ_p	konsolidaatiokuormitukseksi
M	kokoonpuristusmoduuli (kN/m^2)
$\Delta\sigma$	jännityksen muutos
$\Delta\epsilon$	muodonmuutoksen muutos
$\Delta\sigma$	lisääjännitys yli konsolidaatiojännitys (kN/m^2)
Δh	kokoonpuristuvan kerroksen painuma (m)
h	kokoon puristuva kerroksen paksuus (m)
M_t	tangenttimoduuli tietyssä jännityksessä
β	moduuliekspONENTTI
σ	pystyjännitys (kN/m^2)
σ_v	vakio vertailujännitys = $100 kN/m$
m	moduuliluku
R	vaste
$W\%$	vesipitoisuus

1 Johdanto

Tässä työssä tarkastellaan savipohjaisen maaperän vaikutusta omakotitalon rakennesuunnitteluun ja esitellään tapausesimerkki omakotitalon rakentamisesta savipohjaiselle tontille. Savimaaperä asettaa perustussuunnittelulle erityisiä haasteita, sillä saven geotekniset ominaisuudet, kuten alhainen kantavuus, korkea vesipitoisuus ja suuri puristuvuus, vaikuttavat merkittävästi rakennuksen vakauteen ja käyttöikään.

Savimaalle rakentamisen rakennesuunnittelussa keskeistä on saven erityisominaisuuksien tuntemus ja oikeiden perustamismenetelmien valinta, jotka parantavat rakennuksen vakautta ja ehkäisevät liikkumisesta aiheuttamia rakenteellisia vaurioita. Tässä työssä tutkitaan erilaisia pohjavahvistusmenetelmiä ja pohjarakennuskeinoja, joilla pyritään takaamaan savimaaperän riittävä kantavuus ja pitkäaikainen kestävyys. Pohjatutkimusten avulla voidaan määritellä perustamisolosuhteet sekä valita rakennesuunnittelun kannalta parhaat mahdolliset perustamismenetelmät.

Työssä tarkastellaan case-esimerkin kautta omakotitalon perustussuunnittelua savimaalle. Tutkimuskohteena on alue, jonka maaperä on savea. Analysoidaan, millaisia perustamisratkaisuja on valittu ja miksi ne ovat olleet sopivia savimaan olosuhteisiin. Tavoitteena on löytää rakenteellisesti kestäviä ja järkeviä ratkaisuja, jotka varmistavat talon vakauden savimaan aiheuttamien haasteiden keskellä.

2 Savipohjaisen maaperän ominaisuudet

2.1 Hiukkaskoko ja rakenne

Saven hiukkaskoko on alle 0,002 mm ja nämä hienot hiukkaset muodostavat vedessä kolloidisen liuoksen. Savilajite alkaa näkyä merkittävästi maaperän ominaisuuksissa, kun sen pitoisuus ylittää 30 %. Jos saven osuus on 10–30 %, sitä kutsutaan saviseksi (sa) maaperäksi. Tämä määrä riittää antamaan maalle savelle ominaiset piirteet. Maalajite, jossa savihiukkasia on 30–50 %, tunnetaan laihana savena (laSa), kun taas saven osuus ylittäessä 50 %, kyseessä on lihava savi (liSa). (Jääskeläinen, 2011, s. 20-23)

Karkeampien savihiukkasten koko (0,002–0,0002 mm) tekee niistä vaaleanharmaita, juoksevia ja kuivuttuaan kovia, mutta hieman jauhoavia. Hienojakoisemmat savihiukkaset, jotka ovat alle 0,0002 mm ovat tumman ruskeanharmaita, sitkeitä ja kuivana erittäin kovia sekä jauhoamattomia. Savimaalle tyypillisiä ominaisuuksia ovat sen muovailtavuus ja sitkeys, kun se on kosteaa sekä kuivuessa ilmenevä kovuus ja selkeä halkeilu. Savimaissa vesi imeytyy hitaasti, mutta maaperään sitoutuu paljon vettä. (Haavisto-Hyvärinen & Kutvonen, 2007, s. 45)

2.2 Saven eri lajikkeet

Savimaat luokitellaan kolmeen ryhmään hietasaviin, hiesusaviin ja aitosaviin. Hietasavessa savihiukkasten osuus on tavallisesti 30–40 %, ja siinä on yli 20 % hietahiukkasia. Hietasavi erottuu muista lajikkeista sen hiekkaisemmalla rakenteella, joka murenee helposti epäsäännöllisiksi paloiksi. Tämä tekee siitä kevyesti muokattavan ja sen kosteuden- sekä ilmansaantiominaisuudet ovat suotuisia viljelyyn. Hiesusaven savihiukkasten määrä vaihtelee 40–60 % välillä ja siinä on yli 30 % hiesuhiukkasia, mutta hietahiukkasia alle 20 %. Hiesusavi on yleensä vaaleanharmaata, mutta Keski- ja Pohjois-Pohjanmaan alueilla se saattaa olla punertavaa. Vaikka hiesusavella on heikot juoksevuusominaisuudet, sen muovailtavuus on hyvä. Kuivuessaan hiesusavi halkeilee ja kovettuu lujiksi kokkareiksi, jotka muuttuvat jauhoaviksi, kun niitä käsitellään. (Haavisto-Hyvärinen & Kutvonen, 2007, s. 45)

2.3 Saven lujuus

Maarakennusmekaniikassa leikkauslujuus on tärkein maaperän lujuusominaisuus. Leikkauslujuus määrittää monia keskeisiä tekijöitä, kuten maapohjan kantavuuden rakenteiden alla, maaluiskien vakauden sekä maaperän aiheuttaman paineen tukimuureihin ja tukiseiniin. Leikkauslujuuden merkitys tulee esiin siinä, miten maa käyttäytyy murtotilanteessa, maaperään syntyy murtovyöhykkeitä tai pintoja, joita pitkin maa pyrkii liukumaan ja leikkautumaan. (Jääskeläinen, 2011, s.100)

Saven leikkauslujuus perustuu täysin rakeiden väliseen koheesioon. Saven leikkauslujuus ei riipu raepaineesta tai rakeiden välisestä kitkasta samalla tavalla kuin esimerkiksi hiekassa tai sorassa, vaan siitä, kuinka hyvin saven hienot hiukkaset tarttuvat toisiinsa. (Jääskeläinen, 2011, s.100)

Saven lujuuteen vaikuttavat useat tekijät, joista keskeisimmät ovat tehokas jännitystila, saven anistropia, kuormitusnopeus ja muodonmuutostaso. Syvemmissä savikerroksissa jännitys kasvaa, mikä nostaa saven leikkauslujuutta, sillä maaperä puristuu tiiviimmäksi ajan kuluessa, kun vesi poistuu saven huokosista, ja tämä lisää saven vastustuskykyä leikkaaville jännityksille. Saven anistropia eli lujuus vaihtelee eri kuormitussuunnissa. Nopeasti lisätyt kuormat voivat hetkellisesti nostaa lujuutta, mutta pitkäkestoinen kuormitus aiheuttaa huokosveden paineen kasvua, mikä voi lopulta heikentää saven lujuutta ja johtaa murtumiseen. Suomalaisilla savilla on havaittu, että leikkauslujuus voi kasvaa noin 15–17 % kuormitusnopeuden kymmenkertaistuessa. Muodonmuutoksissa suurin saven lujuus saavutetaan tyypillisesti puristuksen aikana, mutta lujuus voi heikentyä ajan mittaan, jos savi altistuu vedelle. (liikennevirasto, 2018, s. 6-13)

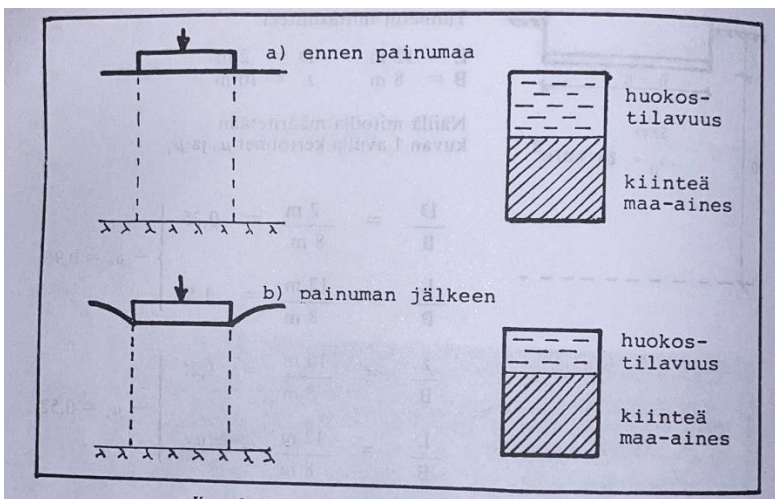
2.4 Maaperän painuminen

Savi käyttäytyminen kuormituksen alla perustuu raepaineen ja huokosvesipaineen vuorovaikutukseen. Raepaine syntyy, kun maaperän rakeet puristuvat toisiaan vasten, mikä vaikuttaa suoraan saven leikkauslujuuteen. Huokosvesipaine puolestaan vallitsee huokostiloissa ja sen nousu on keskeinen tekijä saven painumailmiöissä. Kun lisäkuormitus vaikuttaa saven päälle, huokosvesipaine voi aluksi nousta ja siirtää kuormituksen huokosvedelle. Tämä johtaa ylipaineeseen, joka puristuu pois ajan myötä, jolloin saven kiviainesrunko tiivistyy ja lujittuu. (Jääskeläinen, 2011, s. 80)

2.5 Konsolidaatiopainuma

Konsolidaatio on saven kokoonpuristumista. Konsolidaatiopainuma tarkoittaa hienorakeisen maapohjan tiivistymisestä johtuvaa painumaa, joka tapahtuu, kun maan huokostilavuus pienenee. Tämä tiivistyminen johtuu siitä, että kuormituksen vaikutuksesta maan huokosissa oleva vesi ja myös ilma poistuvat. Hienorakeisessa maaperässä, kuten savessa vedenläpäisevyys on huono ja huokosissa oleva vesi ei pääse liikkumaan nopeasti. Tämän vuoksi konsolidaatiopainuminen tapahtuu hitaasti. Mitä enemmän maassa on vettä, sitä suurempi on konsolidaatiopainuman määrä, koska veden poistuminen huokosista tiivistää maata ja saa aikaan painumista. Maan kokoonpuristuminen voi olla huomattavaa, erityisesti korkeissa vesipitoisissa kerroksissa. (Rantamäki ym., 2008, s. 209-210)

Kuva 1. Konsolidaatiopainuman muodostuminen (Rantamäki ym., 2008, s. 210)



Maa-aineen kokoonpuristuvuutta ja painuminen mitataan ödometrikokeilla. Siinä mitataan, kuinka paljon näyte puristuu kokoon kuormituksen alla. Ensin otetaan häiriintymätön maanäyte, johon puristetaan näyterengas, joka asetetaan tukirakenteeseen. Huokoskivilevyt laitetaan näytteen päälle ja alle veden poistumiseksi. Näytepidike täytetään vedellä, jotta savi pysyy kylläisenä koko kokeen ajan. Savinäytettä kuormitetaan asettamalla lisää painoja ja painuman suuruus mitataan tarkasti. Tuloksena saadaan kokoonpuristuvuusikäyrä, minkä perusteella voidaan määrittää maan painumaominaisuudet tarkasti. (Jääskeläinen, 2011, s. 122-123)

2.6 Saven vedenläpäisevyys

Saven vedenläpäisevyys on erittäin heikkoa, se voi vaihdellen arvojen 10^{-8} – 10^{-10} m/s välillä. Tämä johtuu saven hienojakoisesta rakenteesta ja pienistä huokosista, jotka rajoittavat veden liikkumista. Saven tiiviys ja alhainen vedenläpäisevyys tekevät siitä huonon veden johtajan verrattuna karkearakeisempiin maalajeihin, kuten hiekkaan ja soraan, joissa vesi virtaa paljon nopeammin. Saven hidaskäyttö on tärkeä ottaa huomioon erityisesti rakennus- ja pohjarakennustöissä, sillä se vaikuttaa maaperän kykyyn käsitellä vettä ja siten myös perustusten suunnitteluun (Jääskeläinen, 2011, s. 69)

Heikosti vettä läpäisevien maalajien vedenläpäisevyyden määrittämiseen on käytetty muuttuvaa painekorkeutta. Muuttuvaa painekorkeutta käytettäessä asetetaan Proctori-sylinterin yläpuolelle byretti, josta juoksetetaan näytteeseen vettä. (Ronkainen, 2012, s. 36)

Maalajin humuspitoisuus, eli eloperäisen aineksen prosenttiosuus kuivan maa-aineksen määrästä, vaikuttaa merkittävästi sen geoteknisiin ominaisuuksiin. Erityisesti saven kohdalla korkea humuspitoisuus lisää vedenpitoisuutta, mikä johtaa siihen, että vesi imeytyy ja liikkuu savessa erittäin hitaasti. Tämä alenee saven vedenläpäisevyyttä ja leikkauslujuutta sekä lisää sen kokoonpuristuvuutta. (Ronkainen, 2012, s. 23)

2.7 Sensitiivisyys

Häiriintymisherkkyys eli sensitivisyys on hienorakeisten maalajien ominaisuus, jossa maaperän lujuus heikkenee häiritäessä (vaivattaessa) ja palautuu vähitellen, mutta ei täysin alkuperäiseksi. Tämä ilmiö johtuu maaperän mikrorakenteesta, vaihtelevista ioneista (erityisesti natriumista) sekä vesimolekyylien polaarisuudesta. Häiriintymisherkkyys mitataan vertaamalla häirityn ja häiriintymättömän näytteen puristus- tai leikkauslujuuksia, jolloin saadaan sensitiivisyysluku. (Salonen ym., 2002, s.110)

Savien rakenne riippuu suuresti siitä, millaiseen veteen ne ovat laskeutuneet. Makeassa vedessä muodostuu pienempiä hiutaleita (aggregaatteja) ja rakeiden väliin jää runsaasti pieniä huokosia. Suolaisessa vedessä hiutaleet sen sijaan kasvavat suuremmiksi ja tiiviimmiksi, jättäen väliin suurempia huokosia. Suolaisen veden savilla on erityinen häiriintymisherkkyys. Niitä häiritäessä ja sidosten irrotessa savi voi muuttua lähes juoksevaksi, ennen kuin sidokset muodostuvat uudelleen. Tällainen käyttäytyminen on otettava huomioon pohjarakennushankkeissa. (Jääskeläinen, 2011, s. 47)

$$s_t = \frac{s_u}{s_v}$$

s_t = sensitiivisyys

s_u = luonnollisen maakerroksen suljettu leikkauslujuus

s_r = rakenteltaan täydellinen häirintynyt maakerroksen suljettu leikkaislujuus

Vähän sensitiivinen $s_t \leq 10$

Kohtalaisen sensitiivinen $10 < s_t \leq 30$

Hyvin sensitiivinen $s_t > 30$

Taulukko 1. Maalajien sensitiivisyyden keksiarvo ja mediaani (Ronkainen, 2012, s. 45)

Maalaji	Näytämäärä	Mediaani	Keskiarvo	Maksimiarvo
laSa	700	18	27,88	290
liSa	1054	17	23,05	195
Lj	205	6	8,17	37
ljlaSa	64	16	30,66	250
ljSa	66	10	14,2	59
ljSaSi	120	13,5	23,02	150
ljSi	49	7	18,87	131
saLj	30	5	7,00	12
saSi	905	14	21,37	275
Si	127	12,5	25,55	180

2.8 Kuivakuorisavi

Kuivumiskutistuma on ilmiö, jossa savi kutistuu ja menettää tilavuuttaan. Savi kuivuu ja veden määrä vähenee. Tämä kutistuminen tapahtuu kapillaaripaineen vaikutuksesta, jossa maan huokosissa oleva veden pintajännitys vetää maarakeet toisiaan kohti. Tämä ilmiö ilmenee erityisesti hienojakoisilla ja vesikylläisillä mailla ja sen seurauksena pintaan saattaa muodostua kuivumisrakoja.

Taulukko 2. Kuivakutistumanarvot saven eri tyypeille (Salonen, 2002, s. 96)

Savityyppi	Kuivakutistumanarvo %
Liejusavi	> 14%
Lihava savi	7–14%
Laiha savi	5–7%

Kuivumiskutistuma on sitä suurempi, mitä hienorakeisempaa ja vesipitoisempaa maata on kyseessä. Se on tärkeä tekijä esimerkiksi maan kuivattamisen, routivuuden arvioinnin, maapatojen rakentamisen ja kuivakuoren kantavuuden laskennan kannalta. (Salonen, 2002, s. 96)

3 Savipohjan rakenne- ja vahvistusmenetelmä

3.1 Esikuormitus

Esikuormituksessa saven tiivistämisellä, voidaan parantaa maaperän kantavuutta ja vähentää painumia. Tiivistys voidaan toteuttaa staattisella puristuksella, jossa kuormitusta lisätään täyterroksen avulla, mikä aiheuttaa rakeiden välisen kitkan lisääntymistä ja auttaa rakeita pysymään paikoillaan. Saven huono vedenläpäisykyky estää veden poistumisen, mikä johtaa ylimääräisen vesipaineen kasvuun huokosissa. Tämä ylimääräinen vesipaine vähitellen purkaa vettä savikerroksesta, mikä johtaa saven tiivistymiseen ja vahvistumiseen ajan kuluessa (Jääskeläinen, 2011, s. 60)

Paksuilla savikoilla esikuormitusta voidaan tehostaa pystyjoituksella. Pystyjoitus tehdään erityisillä koneilla, jotka luovat pystyjoja ruudukkoon pehmeikkökerroksen pohjaan. Nämä pystyjojat sijaitsevat yleensä noin 1-1,5 metrin välein. Tämä rakenne mahdollistaa veden tehokkaamman virtauksen savikerroksessa. Kun veden kulkumatka lyhenee, veden poistuminen nopeutuu merkittävästi, mikä lyhentää painuma-aikaa. Tämän seurauksena savi tiivistyy ja lujittuu tehokkaammin. (Jääskeläinen, 2009, s. 208)

3.2 Massanvaihto

Massanvaihto on yleinen käytetty pohjanvahvistusmenetelmä, jossa huonosti kantavat tai kokoonpuristuvat savipohjaiset maakerrokset korvataan kantavammilla täyttömateriaaleilla. Tämä menetelmä voidaan toteuttaa joko kaivamalla tai pengertämällä. Kaivamisessa pehmeät savikerrokset poistetaan joko kovaan pohjaan tai tiettyyn syvyyteen. Menetelmää käytetään yleensä melko matalissa savipehmeiköissä 3–5 m, mutta syvimmillään se voi ulottua jopa lähes 10 metrin syvyyteen.

Massanvaihdossa käytettävä täyttömateriaali on tyypillisesti louhe, mutta myös muita kitkamaalajeja, kuten soraa, hiekkamoreenia, hiekkaa tai karkeampia maalajeja, voidaan hyödyntää. Maapinta ei yleensä tiivistetä erikseen, vaan täytön tiivistyminen tapahtuu pääasiassa omasta painosta ja päällä liikkuvien koneiden vaikutuksesta. Tiivistymistä voidaan kuitenkin tehostaa esikuormituspenkereellä ja riittävällä painuma-ajalla. (liikennevirasto, 2011, s.10-11, 15, 21)

Pengertämällä, eli pohjaantäytöllä, toteutettavassa massanvaihdoissa savipehmeikön syvyys on yleensä niin suuri, että pelkkä kaivaminen ei riitä. Pohjaantäytön syvyydet vaihtelevat tavallisesti 5–10 metrin välillä, mutta jopa lähes 20 metrin syvyyksiä on saatu onnistuneesti toteutettua pehmeissä savimaissa esipehmenysmenetelmää käyttäen. Pohjaan täytön aikana pintakerros, kuten kuivakuorisavi poistetaan alkukaivannosta. Korkeana päätypenkereinä ajettava täyttö syrjäyttää ja puristaa pehmeät savikerrokset penkerein sivuille ja eteen. Pengertämisen aikana kaivetaan pois vastapainona toimivia, eteen ja sivuille nousseita massoja. Pengerrystyön onnistuminen edellyttää, että maapohjaa kuormitetaan vähintään murtotilakuormituksella. (liikennevirasto, 2011, s.10-11, 15, 21)

3.3 Kevennykset

Kevennysratkaisu ovat tehokas tapa ehkäistä painumia ja stabiliteettiongelmia piha-alueilla, liikenneväylillä ja paikoitusalueilla. Kaivamalla savesta poistetaan osa maata ja korvataan se kevyellä materiaalilla, kuten kevytsoralla tai EPS-harkoilla. Tämä tasapainottaa maapohjan kuormitusta, koska kevennysmateriaalin ja poistetun saven painoerot pitävät saven yläpuolisen paineen samana mikä estää saven tiivistymisen ja painumat. Kevennysratkaisun alla käytetään usein suodatinkangasta tai lujitekangasta rakenteen vakauttamiseksi ja kestävyuden parantamiseksi. (Jääskeläinen, 2009, s. 210)

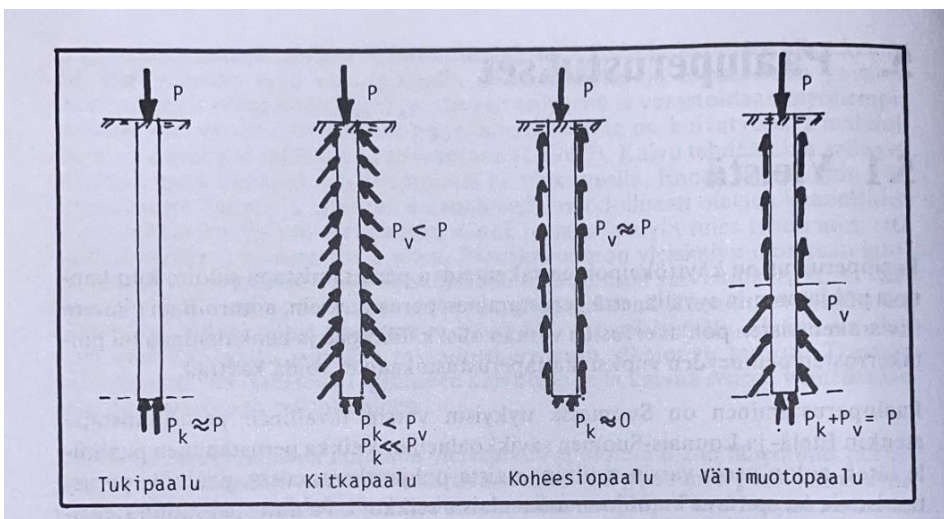
3.4 Massastabilointi

Massastabilointi on tehokas menetelmä saven lujittamiseen, joka parantaa maaperän kantavuutta ja vähentää rakenteiden painumista. Menetelmässä saven sekaan lisätään sideainetta, kuten sementtiä, kalkkia tai muuta kemiallisia stabilointiaineita. Tämä prosessi muuttaa pehmeän saven homogeeniseksi ja kestävämmäksi kerrokseksi, joka tukee rakennusprojekteja ja parantaa maaperän vakautta. Massastabilointi toteutetaan kaivinkoneeseen liitetyn sekoitinlaitteiston avulla, jossa sideaine syötetään paineilman avulla suoraan maahan. Pyörivät sekoitusrummut sekoittavat sideaineen tasaisesti maaperään, ja sekoittaminen tapahtuu sekä pystysuunnassa että vaakasuunnassa. Työn syvyys on 3-5m välillä ja voi ulottua jopa 7–8 metrin syvyyteen riippuen laitteiston ulottuvuudesta ja maaperän olosuhteista. Tämä menetelmä soveltuu erityisesti savipohjaisille alueille, joissa maakerros on pehmeää ja taipumus painua suurilla kuormilla on suuri. Stabiloinnin jälkeen saven tiivistyminen ja vahvistuminen tapahtuvat esikuormituspenkerein avulla, mikä edistää materiaalin lopullista kovettumista ja vahvistumista. (Forsman ym., 2014, s. 7)

3.5 Paalutus

Paaluperustuksia käytetään rakennuskohteissa, joissa maaperän kantavuus on riittämätön, kuten savi- ja liejupohjilla. Paalut siirtävät rakennuksen painon syvemmälle kantaviin maakerrokseen, mikä estää painumia ja epätasaisia siirtymiä. Kaupunkien kasvaessa rakentaminen on siirtynyt heikoillekin pohjille ja aikaisemmin rakentamiskelvottomina pidetyille alueille. Paalut voidaan jakaa toimintatavan perusteella tukipaaluihin, kitkapaaluihin ja koheesiopaaluihin. Tukipaalut siirtävät kuormansa paalun kärjestä kallioon tai tiiviiseen maakerrokseen, kun taas kitkapaalut käyttävät kuorman siirrossa paalun vaipan ja maaperän välille syntyvää kitkaa. Koheesiopaalut on suunniteltu erityisesti savimaalle ja muille koheesiomaakerroksille, joissa kuorma välittyy paalun vaippapinnan ja saven välille syntyvän adheesion (tartunnan) kautta jakamaan kuormaa laajemmalle alueelle ja parantaa paalun tukevuutta näissä olosuhteissa. (Rantamäki & Tamminen, 2006, s. 43; Jääskeläinen, 2009, s. 52-53)

Kuva 2. Paalujen ryhmittely toimintatavan mukaan (Rantamäki & Tamminen, 2006, s. 44)



Paaluperustukset jaetaan rakennustavan mukaan lyöntipaaluihin ja erikoispaaluihin. Lyöntipaaluja lyödään maahan lyöntilaiteilla. Paalumateriaalin mukaan paaluja on puupaalut, teräspaalut ja teräsbetonipaaluja. Teräsbetonipaalut ovat tehdasvalmisteisia. Ne ovat yleensä neliöpoikkileikkaukseltaan, ja niiden betonin lujuus on vähintään K 40-K 50. Paaluissa on pääteräkset, jotka voivat olla jännittämättömiä tai esijännitettyjä, estäen halkeamien muodostumisen kuljetuksessa ja maahanlyönnissä. Savimaille teräsbetonipaalut soveltuvat, koska ne tarjoavat luotettavan kantavuuden pehmeissä maissa ja kestävät suuria kuormia sekä maaperän liikkumista, varmistaen rakenteen vakauden. (Rantamäki & Tamminen, 2006, s. 45-46)

4 Pohjavesi

4.1 Pohjaveden muodostuminen ja kapillaarinen nousu

Pohjavesi on vettä, joka on tunkeutunut maakerrosten läpi kallion rakoihin ja se saa tukensa syvältä kallion uumenista. Pohjavesipinnan yläpuolella maa ei ole kuivaa, vaikka vajovesiä ei esiintyisikään. Vesi nousee maaperän huokosissa kapillaarisesti ylöspäin pohjavesipinnasta ja erityisesti savimailla tämä nousu voi olla yli 10 metriä. Kapillaarinen imu täyttää savikerroksien huokokset vedellä usein maanpintaan saakka. (Jääskeläinen, 2011, s. 37)

Pohjaveden pinnan keskimääräinen korkeus ja vaihtelurajat on tärkeää selvittää pohjatutkimuksessa, sillä ne vaikuttavat rakennusten perustuksiin ja kosteudenhallintaan. Korkea pohjavesi voi aiheuttaa kosteusvaurioita. (Pohjarakenteet määräykset ja ohjeet, 2004, s. 5)

Rakennushankkeissa pohjavedenpinnan seurantaan käytetään usein alle 50 mm:n paksuisia suodinputkia, jotka asennetaan maaperään siten, että rei'itetyt osat päätyvät pohjaveden alapuolelle ja vettä läpäisevään maakerrokseen. Vedenpinnan taso mitataan kaapelin päässä olevalla anturilla, ja pidempiaikaiset havainnot antavat parhaan kokonaiskuvan tasojen vaihteluista. Sate vedestä noin viidennes imeytyy pohjaveteen. Karkeissa hyvin lajittuneissa maissa osuus voi olla 30–80 %. Moreenimaat imevät sadannasta 10–20 %, kun taas savi- ja silttimailla imeytyminen on vähäistä tai olematonta. (Jääskeläinen, 2011, s. 43-44)

4.2 Pohjaveden hallinta

Pohjaveden alentaminen on tärkeä toimenpide rakennus- ja maarakennustöissä. Menetelmiä ovat salaojituksen, pohjaveden alentamisen kaivojen, koepumppausten ja erityisten pohjaveden alentamisputkien käyttö. Salaojaputket keräävät ja johtavat ylimääräisen veden pois rakenteen läheisyydestä. Jos pohjaveden taso on korkea, kaivoista pumpataan vettä. Pitkäaikaisia koepumppauksia käytetään pohjaveden virtaussuuntien ja tasojen selvittämiseen. Pysyvän pohjaveden johtamisen tueksi voidaan asentaa erityisiä putkia. Routasuojat estävät veden kertymistä ja jäätymistä, mikä vähentää saven liikettä. Suunnitteluvaiheessa on tärkeää tehdä laaja-alaisia pohjatutkimuksia, jotta hallintatoimenpiteet voidaan optimoida. Suunnitelman tulee olla yksityiskohtainen ja huomioida rakennusten painumat ja rakenteiden kestävyys, erityisesti puuperusteisten rakenteiden osalta, jotta pohjaveden pinta pysyy turvallisesti riittävän korkealla rakenteiden alapuolella. (Suomen vesiyhdistys, 2005, s. 70-71)

5 Pohjatutkimukset

5.1 Pohjatutkimuksen vaikutus perustussuunnitteluun

Pohjatutkimuksilla selvitetään maa- ja kallioperän rakenteita ja ominaisuuksia, jotka ovat välttämättömiä onnistuneen rakennussuunnittelun pohjaksi. Tutkimuksissa kerätään tarkkaa tietoa maaperän kerrosjärjestyksestä, kerrosten paksuudesta ja kantavuudesta sekä kalliopinnan syvyydestä ja laadusta. Lisäksi pohjatutkimuksilla selvitetään pohjaveden taso, sen virtausolosuhteet ja vaikutukset rakennuspaikkaan ja käytettäviin materiaaleihin. Näiden tietojen pohjalta voidaan suunnitella rakennuksille turvalliset ja kustannustehokkaat perustukset. Lisäksi pohjatutkimukset mahdollistavat kohteeseen parhaiten soveltuvien työmenetelmien valinnan sekä auttavat tunnistamaan ja ennakoimaan mahdollisia ongelmia, kuten maaperän kantavuushaasteita, painumia tai pohjaveden aiheuttamia riskejä. (Rantamäki ym., 2008, s. 257)

Savipohjaista maaperä tutkitaan kenttätutkimuksilla kairausmenetelmällä, jolloin saadaan maaperän ominaisuuksia selville. Kairausmenetelmiä käytetään erityyppisissä tutkimuksissa sen mukaan, mitä tietoa maapohjasta halutaan kerätä. (Jääskeläinen, 2011, s. 243)

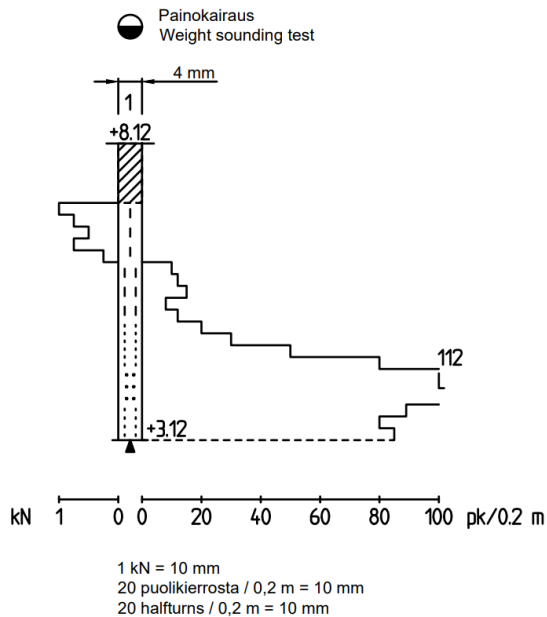
5.2 Painokairaus

Painokairaus on maaperän tutkimusmenetelmä. Painokairauksessa kairausvastuksen perusteella voidaan arvioida maakerrosten rajat eli missä eri maakerrokset alkavat ja päättyvät, mikä on tärkeää rakennuspaikan soveltuvuuden arvioimiseksi. Lisäksi kairausvastuksen avulla voidaan arvioida maakerrosten suhteellista tiiviyyttä, mikä auttaa arvioimaan maaperän tiiviyyttä tai löyhyyttä eri syvyyksissä. (SGY, 1980, s. 6)

Nykyään lähes kaikki painokairaukset tehdään telaketjuilla liikkuvilla monitoimikairauskoneilla. Kairaus alkaa alkukairauksella, jossa kova maapinta puhkaistaan. Tämän jälkeen kairan kärki painetaan maahan ja sen syvyyttä mitataan. Perinteinen kairaus tapahtuu työntämällä ja kiertämällä maahan kairan kärjessä olevaa kierteellistä, pyramidin muotoista kappaletta, joka tekee maahan väljyyttä ja auttaa kairaa painumaan syvemmälle. Kairassa on metrin pituisia terästankoja, jotka voidaan liittää toisiinsa kiretappien avulla. Tangon halkaisija on yleensä joko 22 tai 25 mm. Kairausta jatketaan lisäämällä uusia tankoja, kunnes haluttu syvyys on saavutettu. Tangot mahdollistavat kairan etenemisen syvemmälle maahan. Kun kairaa työnnetään maahan, vastus, jonka maaperä antaa, kirjataan ylös. Tämä vastus kertoo maaperän ominaisuuksista, kuten sen tiiviyydestä ja kantavuudesta. (Jääskeläinen, 2011, s. 246-247)

Painokairauksesta pidetään pöytäkirjaa, johon merkitään muun muassa kairan syvyys ja painuma kuormituksen vaihdostilanteessa, kairan kuormitus, puolikierrosten lukumäärä, arvioidut maalajit sekä kairauksen päättymisen syy. Myös kirjataan havaintoja pohjavedestä. Lisäksi piirretään kairausdiagrammi, jossa kuvataan kairan kuormitus ja vastus eri syvyyksissä, sekä maakerrosten maalajit. (Rantamäki ym., 2008, s. 261)

Kuva 3. Painokairausdiagrammi (SGY, 2021, s. 3)



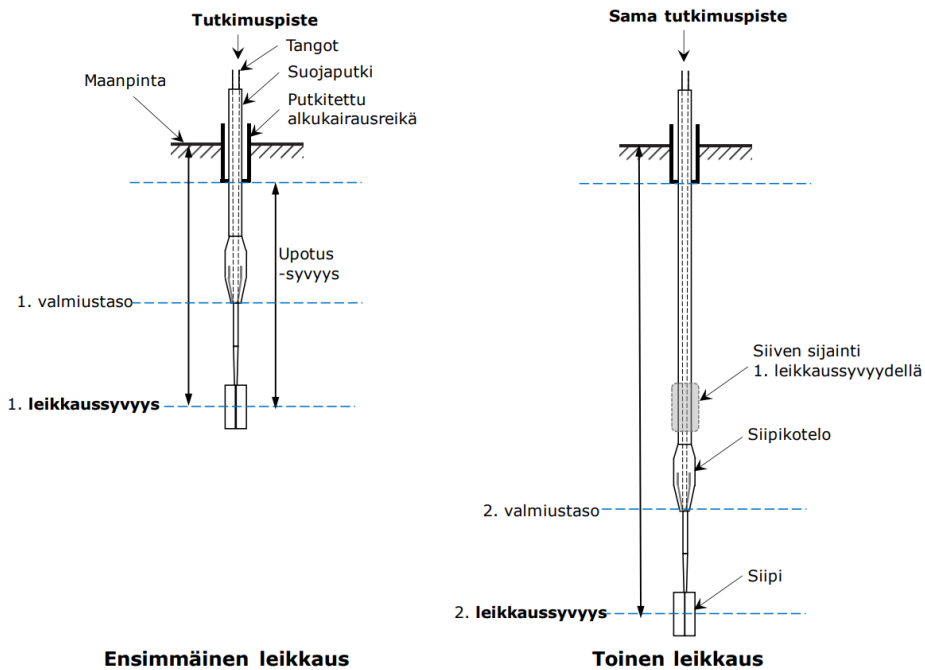
Painokairausdiagrammi kuvaa maaperän kantavuutta ja koostumusta eri syvyyksillä. Oikealla puolella näkyvä käyrä näyttää, kuinka monta puolikierrosta (pk) kairaa on tarvittu, jotta se tunkeutuu 20 cm syvemmälle maahan. Suurempi kierrosmäärä viittaa kovempaan maahan. Vasemmalla puolella esitetään kairan tunkeutuminen pelkällä kuormituksella ilman kiertoa, mikä osoittaa, kuinka herkästi maaperä antaa periksi painolle. Pehmeämmässä maassa kaira uppoaa syvemmälle ilman kiertoa, kun taas kovassa maassa eteneminen on vähäisempää. Kairausvastuksen lopussa oleva L-kirjain loppulyönnit tarkoittaa kohtaa, jossa kairaus on lopetettu, sillä kaira on osunut kiveen, lohkareeseen tai kallioon.

5.3 Siipileikkauskoe

Siipileikkauskoe, joka tunnetaan myös siipikairauksena on pohjatutkimusmenetelmä. Sen avulla määritetään hienorakeisten maalajien, kuten saven leikkauslujuus. Siipileikkauskoe suoritetaan painamalla neljästä kohtisuoraan toisiaan vastaan olevaa terälevyä muodostuva siipi maahan. Siipi kierretään vakionopeudella maahan, jolloin sen kärkien kautta muodostuu sylinterinmuotoinen leikkautumispinta. Kokeen aikana mitataan se vääntömomentti, joka tarvitaan tämän leikkautumispinnan syntymiseen. Tämä vääntömomentti saadaan mittaamalla se kairatankojen yläpäästä tai suoraan siiven yläpuolelta. Leikkauslujuuden arvo määritetään tämän vääntömomentin ja leikkautumispinnan geometrian avulla. Siipileikkauskoe antaa tietoa useista leikkauslujuuden arvoista, kuten suljetusta leikkauslujuudesta, joka määritetään, kun maan tilavuus ja vesipitoisuus pysyvät muuttumattomina. Kokeella voidaan arvioida myös häiriintymätöntä leikkauslujuutta (huippulujuus) ja häirittyä leikkauslujuutta, jotka kertovat, kuinka hyvin maaperä kestää voimia ilman tai niiden myötä tapahtuvia muutoksia. Lisäksi voidaan arvioida sensitiivisyyttä, eli maaperän herkkyyttä häiriöille, ja jäännöslujuutta, joka liittyy suurten muodonmuutosten kestävyys. (SGY, 2018, s. 10)

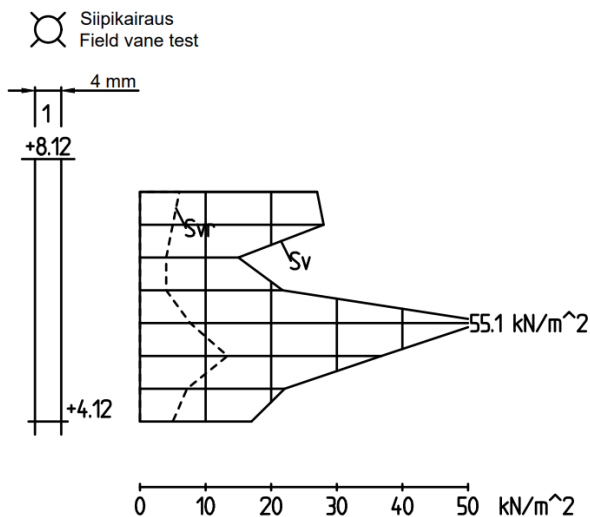
Menettelyssä siipikairan terä upotetaan maahan, ja sen liikuttamiseen tarvittava vääntömomentti mitataan. Tämä momentti yhdistetään terän koon perusteella määritettävään kerrottimeen, joka antaa leikkauslujuuden arvon. Ennen siipikairauksen suorittamista on tarpeen tehdä alkukairaus tiiviimmän pintakerroksen läpäisemiseksi. Siipikairauspisteet valitaan muiden kairausmenetelmien tulosten perusteella, erityisesti pehmeimpien savikoiden ja syvimpien kerrosten kohdalla. Mittauksia tehdään yleensä 0,5 tai 1,0 metrin välein ja vähintään kolme pistettä valitaan, jotta saadaan vertailukelpoisia tuloksia. Tällä tavoin voidaan varmistaa, että leikkauslujuuden arviointi on tarkkaa ja luotettavaa. (Jääskeläinen, 2011, s. 261)

Kuva 4. Siipileikkauskoe (SGY, 2018, s. 21)



Siipikairauksesta laaditaan pöytäkirja, johon kirjataan kairauksen aikana saadut tiedot, kuten leikkaussyvyys, vääntömometti ja siipi. Näistä tiedoista tehdään siipikairausdiagrammi, joka on graafinen esitys, jossa leikkauslujuusarvot esitetään syvyyden mukaan.

Kuva 5. Siipikairausdiagrammi (SGY, 2021, s. 5)



Häiriintymättömän maan leikkauslujuus S_v , $10 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ mm}$
 Shear strength of undisturbed soil S_v , $10 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ mm}$
 Häirityn maan leikkauslujuus S_{vr} , $10 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ mm}$
 Shear strength of remoulded soil S_{vr} , $10 \text{ kN/m}^2 = 10 \text{ mm}$

Diagrammin pystyakseli näyttää syvyyden ja vaaka-akseli leikkauslujuuden arvot. Diagrammista nähdään muun muassa huippulujuus S_t häiriintymätön leikkauslujuus ja jäännöslujuus S_v häiritty leikkauslujuus, jotka kertovat maaperän lujuuden ennen ja jälkeen häiriön. Näiden arvojen ero kuvaa maaperän herkkyyttä, eli sensitiivisyyttä ja antaa tietoa maaperän kantavuudesta ja rakenteesta.

5.4 Siipileikkauslujuuden määrittäminen leikkauskokeilla

Saven leikkauslujuus määritetään siipileikkauskokeella, jossa mitataan maaperän kykyä vastustaa leikkausvoimia. Leikkauslujuus s_v lasketaan vääntömomentin T ja siipikertoimen k avulla kaavalla.

$$s_v = k \cdot r_s \cdot T_{max}$$

s_v = Leikkauslujuus kPa

k = Siipikerroin, joka perustuu siiven geometriaan

r_s = Kalibrointikerroin (usein 1, jos mitattu lukema on suoraan vääntömomentti).

T_{max} = Maan leikkautumiseen vaadittava suurin vääntömomentti Nm , joka mitataan kokeessa.

Häiritty siipileikkauslujuus s_{vr} määritetään samalla kaavalla, mutta se perustuu häirittyyn vääntömomenttiin. Häiritty leikkauslujuus on alhaisempi kuin alkuperäinen, koska näyte on saattanut muuttua kairauksen tai näytteenoton aikana.

$$s_{vr} = k \cdot r_s \cdot T_{vr}$$

T_{vr} = Häiritty vääntömomentti (Nm), joka mittaa maaperän reaktiota häiriintyneessä tilassa

Siipikertoimen (k) määrittäminen perustuu siiven geometriaan ja maan leikkauslujuuden laskentakaavaan

$$s_v = k \cdot T_{max} = \left(\frac{6000000}{7\pi D^3} \right) \cdot T_{max}$$

D = Siiven halkaisija (mm), joka vaikuttaa siipikertoimen laskentaan.

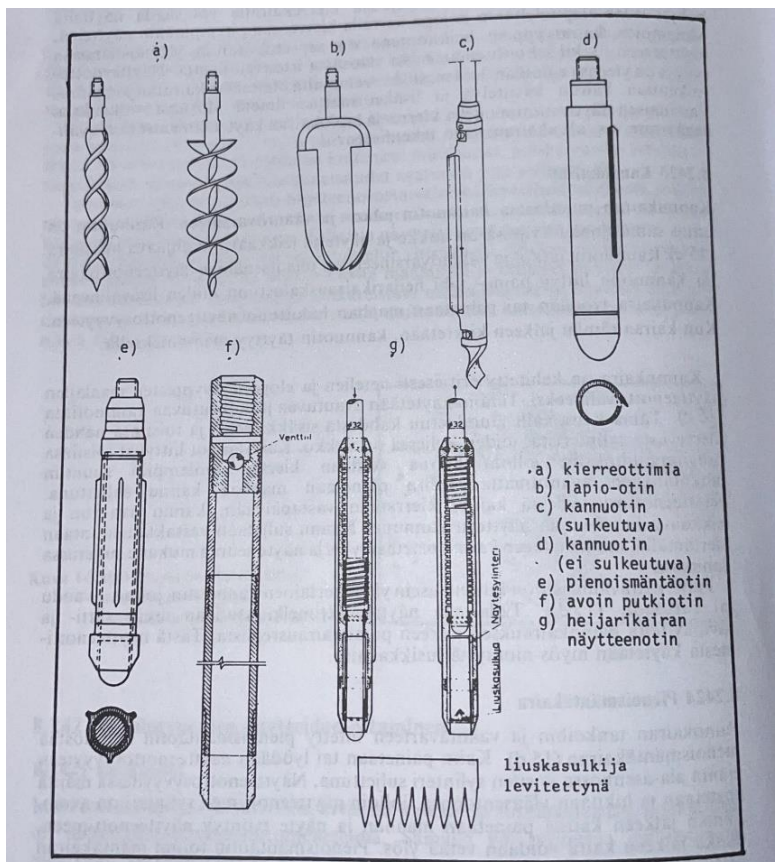
T_{max} = Suurin mitattu vääntömomentti. (SGY, 2018, s. 27)

5.5 Näytteenotto

Pohjatutkimuksissa otetut maanäytteet tutkitaan yleensä laboratoriossa. Näytteiden avulla saadaan maakerrosten ominaisuudet selville tarkemmin. Näytteet voivat olla häiriintyneitä tai häiriintymättömiä tutkimuksen tarpeen mukaan. Häiriintyneissä näytteissä maalajin sisäinen rakenne on vaurioitunut, mutta aineosat ovat säilyttäneet alkuperäisen suhteensa. Tällaisista näytteistä voidaan määrittää maalajin rakeisuus, humuspitoisuus ja vesipitoisuus. Häiriintymättömässä näytteessä maalajin rakenne on säilynyt ennallaan, mikä kuvastaa luonnontilaista maata. Häiriintymättömistä näytteistä voidaan tutkia myös maaperän tilavuuspaino, leikkauslujuus ja kokoonpuristuvuus. Näistä tutkimuksista saatu tieto auttaa suunnittelemaan rakenteiden turvallisuutta ja kestävyyttä. (Rantamäki ym., 2008, s. 274, 280)

Saven ominaisuuksia voidaan tutkia tarkemmin eri näytemenetelmillä. Häiriintymättömät näytteet otetaan koekuopalla. Häiriintyneet näytteet voidaan ottaa kierrekairalla, kannukairalla, pienoismäntäotimella sekä koekuppalla. Toissijaisina menetelminä häiriintyneiden näytteiden ottamiseen käytetään lapiokairaa ja läpivirtausotinta. (Rantamäki ym., 2008, s.279)

Kuva 6. Häiriintynyt näytteiden otto (Rantamäki ym., 2008, s.279)



6 Perustussuunnittelu

6.1 Perustus

Perustustavan valintaan vaikuttavat maaperän kantavuus ja routivuus. Savimaalle rakennettaessa perustustapa valitaan maaperän kantavuuden ja rakennuspaikan kaltevuuden perusteella. Matalaperustuksia voidaan tehdä tasaisille tai kalteville savimaille. Tasaisilla savialueilla hyviä vaihtoehtoja ovat myös laattaperustus tai kevennysperustus. Savimaalla, jossa perustamistasot vaihtelevat, voidaan käyttää pilari-palkkiperustusta ja kantavaa alapohjaa, jossa on ryömintätila. Syväperustuksia tehdään tasaisilla tai lievästi kaltevilla savialueilla, jolloin paaluperustus ja maata vasten valettu kantava alapohja ovat sopivia vaihtoehtoja. Kaltevilla savimaille suositellaan paaluperustusta ja kantavaa alapohjaa, jossa on ryömintätila. (RT 81–10486, 1992, s. 4-6)

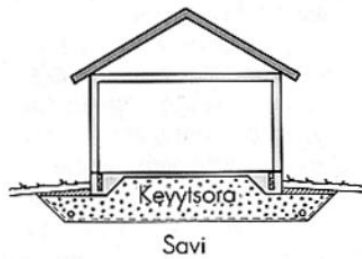
Taulukko 3. Perustamistapoja eri maaperäolosuhteissa (RT 81–10486, 1992, s. 5)

Taulukko 1.
Pientalon perustamistapoja eri maaperäolosuhteissa.

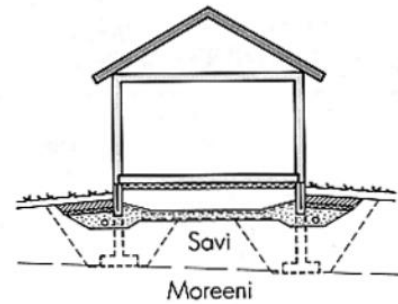
Perustamistapa	Maaperä						
		Kallio	Tiivis tai keskitiivis hiekka, sora tai moreeni	Tiivis siltikerros	Ohut (3 m) pehmeä silti- tai savikerros ja kuivakuorikerros	Paksu, pehmeä silti- tai savikerros	Paksu, hyvin pehmeä silti- tai savikerros
1 Perusmuuri ja maanvarainen alapohja		•	•	•	• ¹⁾		
2 Perusmuuri ja maanvarainen alapohja, kellari		•	•	•		•	
3 Perusmuuri ja kantava alapohja, ryömintätila		•	•	•	(• ¹⁾)		
4 Laattaperustus		(•)	•	•	•		• ³⁾
5 Laattaperustus, kevennysperustus				(•)		•	
6 Pilari-palkkiperustus ja kantava alapohja, ryömintätila		•			• ¹⁾		
7 Paaluperustus ja kantava alapohja, maata vasten valettu					• ²⁾	•	•
8 Paaluperustus ja kantava alapohja, ryömintätila					• ²⁾		•

- 1) Massanvaihto, jos pohjavesi on kaivutason lähellä tai sen alapuolella
 2) Paaluperustuksena, jos pohjavesi on lähellä maanpintaa
 3) Paaluperustuksena

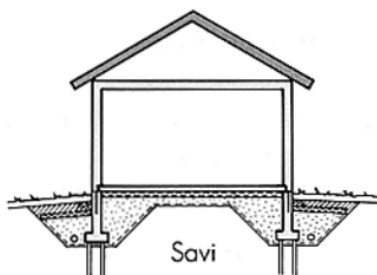
Kuva 7. Perustamistapoja savipohjaisessa maaperässä (RT 81–10486, 1992, s. 6)



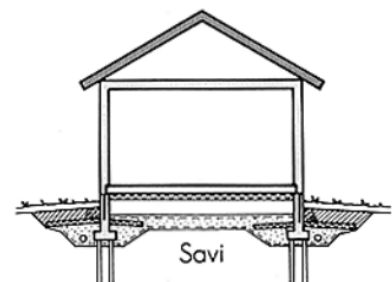
5. Laattaperustus , kevennysperustus



6. Pilari-palkkiperustus ja kantava alapohja, ryömintätila



7. Paaluperustus ja kantava alapohja, maata vasten valettu



8. Paaluperustus ja kantava alapohja, ryömintätila

6.2 Routaeristys

Routivuus määrittää routasuojauksen tason tai vaihtoehtoisesti vaaditun perustamissyvyyden. Savimaalla rakennettaessa on erityisen tärkeää huomioida routasuojauksen tarpeet, sillä savi kuuluu routiviin maapohjiin. Tällaisilla alueilla perustukset on vietävä roudattomaan syvyyteen, jotta roudan vaikutus ei pääse vaikuttamaan rakenteisiin. Routasuojauksen voi toteuttaa useilla tavoilla. Yksi vaihtoehto on käyttää routaeristeitä esim. polystyreeni, mitkä estävät roudan tunkeutumisen perustusten alle ja kestävät tarvittavaa kuormitusta. Toinen vaihtoehto on suorittaa massanvaihto perustusten alle, jolloin maa vaihdetaan roudattomaan syvyyteen asti. (RT 81–10486, 1992, s. 8; RT 81-10590, 1995, s. 3)

7 Konsolidoitumistila

Maan pinnan alapuolella oleva maa on päällä olevien kerrosten aiheuttaman kuorman alla. Tämä maakerroksen esikuormitus σ_{vo} , joka johtuu painovoimasta. Se voidaan määrittää tarkastelusyvyyden yläpuolelle sijoittuvien maakerrosten massan perusteella. Kokoonpuristuvuustutkimuksissa, jotka suoritetaan hienorakeisesta maakerroksesta otetulla häiriintymättömällä näytteellä, havaitaan, että maakerros alkaa kokoonpuristua normaalin konsolidaatioilmion mukaisesti vasta, kun jännitys ylittää tietyn rajan, jota kutsutaan konsolidaatiokuormitukseksi σ_p . Tämä kuormitus on se, jolloin maakerros alkaa tiivistyä.

$\sigma_p = \sigma_{vo} \rightarrow$ Normaalisti konsolidoitunut maakerros on kokenut normaalin puristusprosessin, eikä se ole kokenut ylikuormitusta tai alikuormitusta.

$\sigma_p > \sigma_{vo} \rightarrow$ Ylikonsolidoitunut maakerros on kokenut suuremman kuormituksen aiemmin, mikä on johtanut sen tiivistymiseen enemmän kuin nykyinen esikuormitus edellyttäisi.

$\sigma_p < \sigma_{vo} \rightarrow$ Alikonsolidoitunut maakerros ei ole kokenut riittävää kuormitusta ja sen tiivistyminen on jäänyt puutteelliseksi. Alikonsolidoituminen on kuitenkin harvinaista käytännössä. (Rantamäki ym., 2008, s.155-156)

8 Painumalaskenta

8.1 Kokonaispainuma

Maavaraisen rakenteen painuma koostuu neljästä osatekijästä.

$$s = s_i + s_k + s_\tau + s_s$$

s kokonaispainuma m

s_i alkupainuma m

s_k konsolidaatiopainuma m

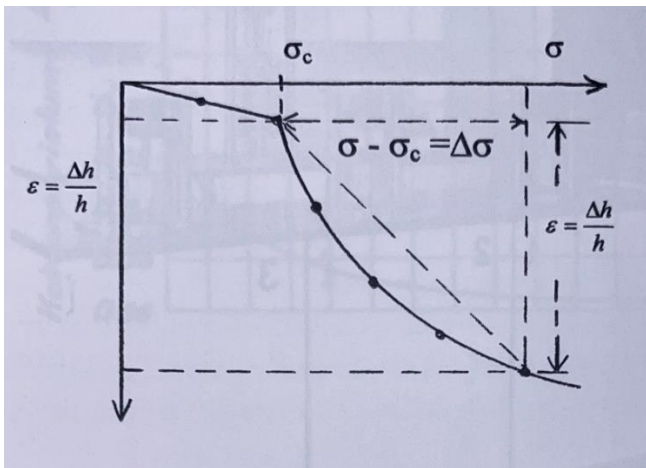
s_τ sivusiirtymien aiheuttama painuma m

s_s jälkipainuma m

Alkupainuma tapahtuu heti kuormituksen alkaessa. Alkupainuma syntyy maapohjan kuormituksen aiheuttamien leikkausmuodonmuutosten seurauksena, joissa maa-alkion kokonaistilavuus ei kuitenkaan muutu. Tällöin maaperä kokee muodonmuutoksia, mutta sen tilavuus pysyy ennallaan. Kun taas konsolidaatiopainuma etenee hitaasti maan tiivistyessä huokosveden paineen vähitellen tasapainottuessa. Sivusiirtymien aiheuttama painuma syntyy vain harvinaisissa tapauksissa, joissa maa on lähellä murtotilaa ja kokee plastisia muodonmuutoksia. Jälkipainuma puolestaan tapahtuu vasta konsolidaation jälkeen ja saattaa alkaa vuosikymmeniä kuormituksen alkamisen jälkeen. Usein sen määrä on pieni, mutta humuspitoisissa savissa jälkipainuma voi olla merkittävä. (Rantamäki ym., 2008, s. 207)

8.2 Painumalaskenta kokoonpuristuvuudesta

Kuva 8. Ödometrikoetus (Jääskeläinen, 2011, s. 126)



Kuva esittää tavanomaista ödometrikoetulosta, joka havainnollistaa maapohjan painuman käyttäytymistä kuormituksen (jännityksen) alla. Koetuloksessa jännitys vaaka-akseli ja suhteellinen painuma pystyakseli on esitetty graafisesti. Kuvassa näkyy taitekohta, jossa painuma on aluksi hyvin vähäistä. Kun jännitys kasvaa tämän rajan yli, painuma alkaa lisääntyä nopeasti ja myöhemmin hidastuu. Tämä taitekohta paljastaa maapohjan aiemman esikuormituksen aikana kokeman jännityksen, jota kutsutaan konsolidaatiojännitykseksi. Konsolidaatiojännityksellä tarkoitetaan sitä jännitystä, jossa maapohja on tiivistynyt ja saavuttanut pysyvän muodon. Kun kuormitus ylittää tämän jännityksen, maapohja alkaa puristua ja tiivistyä enemmän, mikä johtaa kokoonpuristumiseen. (Jääskeläinen, 2011, s. 125-126)

Kokoonpuristuvuusmoduuli M kuvaa maapohjan tiivistymistä jännityksen vaikutuksesta. Jännitys-muodonmuutoskäyrän kaltevuus ilmaisee, kuinka paljon maapohja puristuu, kun jännitys kasvaa. Käyrän kaltevuus voidaan laskea kaavalla

$$M = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon}$$

missä $\Delta\sigma$ on jännityksen muutos ja $\Delta\epsilon$ on muodonmuutoksen muutos. Kokoonpuristuvuusmoduuli ei ole sama kuin kimmomoduli, sillä kimmomoduli kuvaa palautuvaa muodonmuutosta, kun taas kokoonpuristuvuusmoduuli liittyy pysyvään tiivistymiseen.

Kokoonpuristuvuusmoduuli saadaan ödometrikokeista ja on tärkeä maapohjan painumalaskuissa. Jännitykset vaihtelevat käytännön olosuhteissa, joten tarkkojen laskelmien tekemiseksi on käytettävä kerroskohtaisia moduulaarvoja. Tämän laskennan voi tehdä käsin tai tietotekniikan avulla. (Jääskeläinen, 2011, s.126)

Painumalaskukaava on

$$\Delta h = \frac{\Delta\sigma \cdot h}{M}$$

$\Delta\sigma$ = lisääjännitys yli konsolidaatiojännitys kN/m^2

Δh = kokoonpuristuvan kerroksen painuma m

h = kokoonpuristuva kerroksen paksuus m

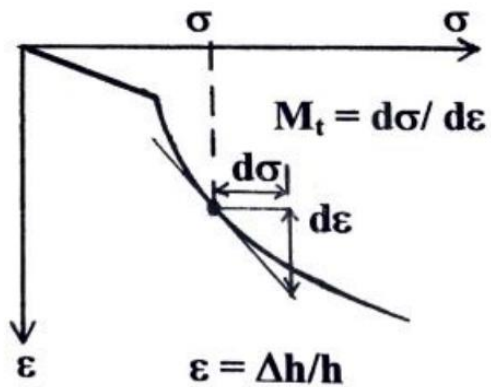
M = kokoonpuristuvuusmoduuli kN/m^2

8.3 Janbun tangettimenetelmä

Menetelmässä suhteellinen kokoonpuristuma määritetään ödometrikokeen tulosten perusteella, hyödyntäen jännityksestä riippuvaa kokoonpuristuvuusmoduulia. Kokoonpuristuvuusmoduulin riippuvuus jännityksestä kuvataan moduuliluvun m ja jännityseksponentin β avulla. (Tielaitos, 2000, s. 10)

Tangenttimoduuli on parannettu menetelmä kokoonpuristuvuusmoduulin määrittämiseksi, joka huomioi konsolidaatiopainuman kaarevan kokoonpuristuvuusikäyrän. Tangenttimoduuli M määritellään siten että moduulin arvo ei ole vakio, vaan se muuttuu jännityksen mukana. Käytännössä tämä mahdollistaa tarkempien laskelmien tekemisen, koska painuma voidaan arvioida jännityksen mukaan vaihtelevaan moduuliin perustuen, eikä pelkästään yksinkertaiseen keskimääräiseen arvoon. (Jääskeläinen, 2011, s. 130)

Kuva 9. Tangenttimoduuli (Jääskeläinen, 2011, s. 133)



Tangenttimoduulin kaava

$$M_t = m \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_v}\right)^{1-\beta} \cdot \sigma_v$$

M_t = on tangenttimoduuli tietyssä jännityksessä

β = on moduuliekspONENTTI

σ = on pystyjännitys kN/m^2

σ_v = on vakio vertailujännitys = $100kN/m$

m = moduuliluku

Tilanne 1. ($\beta \neq 0$)

$$\varepsilon = \int_{\sigma'_v}^{\sigma'} \frac{d\sigma'}{M} = \frac{1}{m\beta} \cdot \left[\left(\frac{\sigma'}{\sigma_a}\right)^\beta - \left(\frac{\sigma'_0}{\sigma_a}\right)^\beta \right]$$

Tilanne 2. ($\beta = 0$)

$$\varepsilon = \int_{\sigma'_v}^{\sigma'} \frac{d\sigma'}{M} = \frac{1}{m} \cdot \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_0}$$

Tilanne 3. ($\beta = 0.5$)

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} = \int_{\sigma'_v}^{\sigma'} \frac{d\sigma'}{M} = \frac{2}{m} \cdot \left(\sqrt{\frac{\sigma'}{\sigma_v}} - \sqrt{\frac{\sigma'}{\sigma'_0}} \right)$$

Tangenttimenetelmä perustuu fysikaalisten ilmiöiden analysointiin, jossa tarkastellaan vaikutuksen ja sen aiheuttaman vasteen välistä yhteyttä. Tässä hyödyntää syy-seuraussuhteen tutkimista vastuksen määrittämiseksi. (Tielaitos, 2000, s. 10)

$$R = \frac{\text{inkrementaalinen vaikutus}}{\text{inkrementaalinen vaste}}$$

8.4 Painumalaskenta vesipitoisuudella

Savikerrosten jäykkyyttä kuvaava moduuliluku m vaihtelee saven konsolidaatiotilan ja vesipitoisuuden $W\%$ mukaan. Normaalikonsolidoituneella savella, joka on löyhää ja vesipitoista, m – arvo on yleensä 5–20. Ylikonsolidoituneessa savessa, joka on tiivistynyt aiemman kuormituksen vaikutuksesta, arvo voi nousta jopa 140. Moduulilukua voidaan arvioida kaavalla

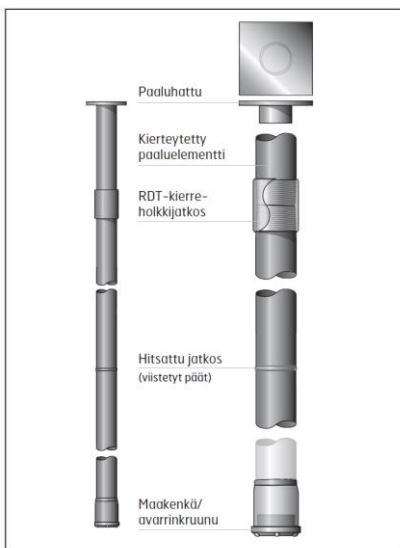
$$m = \frac{700\%}{w\%}$$

Alhaiset m – arvot 5–10 Alaraja vastaa pehmeitä, normaalikonsolidoituneita savia, joiden esikonsolidaatiojännitys on pieni (alle 100 kPa). Korkeat m -arvot yli 100 edustaa tiiviitä, ylikonsolidoituneita savia, joissa esikonsolidaatiojännitys on suuri (yli 1000 kPa). (Jääskeläinen, 2011, s. 132)

9 Teräspaalujuen mitoitus

RD-paalut ovat luotettava valinta monipuolisiin perustusrakenteisiin, joissa vaaditaan korkeaa kantavuutta, tarkkuutta ja pitkäaikaista kestävyttä. RD-paalut ovat korkealaatuisia teräksisiä porapaaluja, jotka on kehitetty erityisesti vaativiin rakennus- ja perustusrakenteisiin. RD-paalujen teräslajit vaihtelevat paalukokoluokan mukaan. Pienempien paalukokojen RD90–RD320 vakioteräslaji on S460MH, kun taas RDs-paalut valmistetaan lujemmasta S550J2H-teräksestä. Suurpaalut, kuten RD400–RD1200, voidaan valmistaa kaikista teräspaalutuotteisiin soveltuvista teräslajeista. RD-paalut toimitetaan joko paaluputkina tai RDT-paaluelementteinä, joissa molemmissa päissä on kiertetyt päät liitosten mahdollistamiseksi. Putkien ja elementtien pituudet määritetään projektikohtaisesti taulukoiden mukaisesti. RD-paalujen jatkaminen voidaan toteuttaa kahdella tavalla: mekaanisesti kierreholkki-jatkoksilla tai hitsaamalla. Hitsaus on yleinen jatkamistapa erityisesti perustusten vahvistuskohteissa, joissa tarvitaan jatkuvaa ja erityisen kestävästä liitosta (RR- ja RD-paalut, 2016, s. 9-10)

Kuva 10. RD-paalujen rakenne (RR- ja RD-paalut, 2016, s. 9-10)



Teräspaalujuen suunnittelussa ja mitoituksessa pohjatutkimusraportilla on keskeinen rooli, sillä se määrittelee geotekniset tiedot, jotka vaikuttavat paalutuksen toteutukseen. Raportista tulee käydä ilmi maan suljetun leikkauslujuuden ominaisarvo, joka määrittää maaperän kantavuuden ja on oleellinen paalujuen suunnittelussa. Mikäli alueella on maaperän vaihtelua, tiedot tulee esittää maakerroksittain tai alueittain. Tämän lisäksi raportissa tulee määritellä korroosiovara, joka perustuu maaperän aggressiivisuuteen ja paalujuen odotettuun käyttöikään, varmistaen näin rakenteen pitkäaikaisen kestävyden. Paalupituus arvioidaan maaperätutkimusten ja kuormitusvaatimusten perusteella, ja raportissa tulee esittää perustelut paalujuen pituudelle sekä maaperän ominaisuuksille, kuten

täyttökerrosten laatu, kivisyys, kallionpinnan kaltevuus ja muut tekijät, jotka vaikuttavat paalutustyöhön. Lisäksi tulee määrittää käytettävä kärkipaalutyyppe, kuten kalliokärki tai peruskärki, sekä arvioida negatiivisen vaippahankauksen esiintyminen ja mitoitusarvot, jos maaperässä on hankaukselle alttiita alueita. Paalujen mitoituksessa on myös otettava huomioon paalun aksiaalinen jousivakio, erityisesti pitkien paalujen suunnittelussa, ja maakerrosten geotekniset parametrit, kuten alustaluku ja sivuvastuksen ääriarvot, kun paaluihin kohdistuu vaakakuormia tai momenttikuormia. Nämä geotekniset tiedot ovat välttämättömiä paalutuksen onnistumiselle ja rakenteen turvallisuudelle, sillä ne varmistavat paalujen kantavuuden ja kestävyysvaatimukset. Pohjatutkimusraportti on siis keskeinen työkalu paalutussuunnittelussa, ja sen huolellinen laadinta on ratkaisevaa projektin onnistumiselle. (RR- ja RD-paalut, 2016, s. 16)

10 Case-esimerkki: Savipohjaisen omakotitalon rakennesuunnittelu

10.1 Lähtökohdat

Omakotitalo sijaitsee Porvoon kaupungissa 1690 m²:n kokoisella tontilla. Rakennus on kaksikerroksinen ja sen kerrosala on 167 m². Tontin maaperä on savea, mikä on otettu huomioon perustusten ja rakenteiden suunnittelussa. Rakennuksen päämateriaalina on käytetty puuta ja se täyttää pientalon paloturvallisuusvaatimukset (P3).

Talo kuuluu energiatehokkuusluokkaan B ja hyödyntää lämmitysjärjestelmänään maalämpöä, mikä tekee siitä ympäristöystävällisen ja energiatehokkaan asumisratkaisun. Rakennesuunnittelun lähtökohdana on ollut savipohjasta johtuvien painuma- ja kosteusriskien hallinta sekä pitkäaikaisen rakenteellisen kestävyuden varmistaminen. Lisäksi suunnittelussa on otettu huomioon Porvoon alueen ilmasto- ja routaolosuhteet

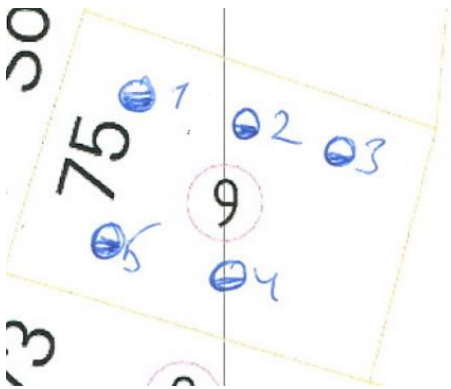
10.2 Pohjatutkimukset

Tontilla tehtiin alustava maaperätutkimus pientalon perustamisolosuhteiden selvittämiseksi. Painokairaukset suoritettiin viidessä tutkimuspisteessä tutkimuskartan mukaisesti. Maalajit määritettiin kairausvastuksen ja äänihavaintojen perusteella. Pohjavesiolosuhteita ei tutkittu. Maaperässä todettiin olevan humus- tai täyttökerrosten alla savea 4–6,5 metrin syvyyteen. Kairaukset päättyivät moreeniin, kiviin tai kallioon 5–8,5 metrin syvyydessä.

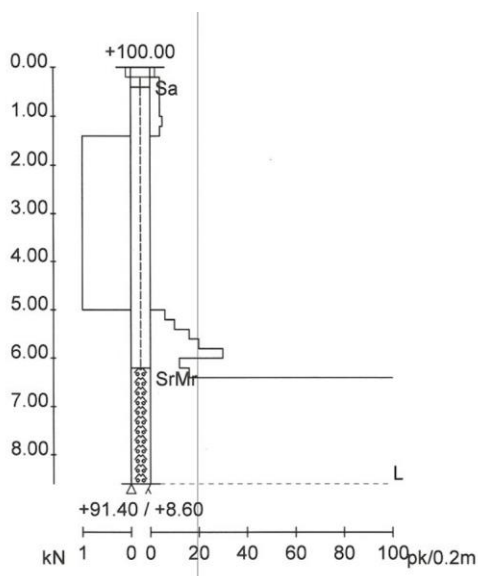
Pohjarakenteiden rakennesuunnitteluluokka määritettiin luokkaan A ja geotekninen luokka GL2. Asuinrakennuksen perustamista suositeltiin tukipaaluille, joiden kantavuus päätettiin määrittää paaluvalmistajan ohjeiden mukaisesti. RR-teräspaalujen osalta korroosiomitoituksessa käytettiin arvoa 2 mm, ja paalujen syvyydeksi arvioitiin kairauksen loppusyvyiden +1 metri.

Kaikki eloperäinen maa-aines ja epämääräinen täyttö päätettiin poistaa rakennusten alta. Alapohjan kantavuus varmistettiin, ja perusmaan ja perustusrakenteen väliin asennettiin suodatinkangas. Kapillaarikatkokseksi asennettiin 300 mm kerros, joka yhdistettiin salaojitukseen. Radontorjunta toteutettiin STUK:n ohjeiden mukaisesti. Salaojitus ja routaeristys tehtiin suunnitelmien mukaan, ja pohjaveden hallintasuunnitelma laadittiin siltä varalta, että pohjaveden alentaminen olisi tarpeen.

Kuva 11. kairauspisteet tontilla (Porvoon kaupunki, 2020)



Kuva 12. Kairaustulokset pisteellä 2 (Porvoon kaupunki, 2020)



10.3 Paalutukset

Suunnitelmassa käsiteltiin HT-paalujen käyttöä omakotitalon perustuksena. Paalutusprojektissa käytettiin teräsmaalutusta kahdella eri paalukoolla 90 x 6,3 mm ja 115 x 6,3 mm. Pohjatutkimusten perusteella saven suljettu leikkauslujuus on noin 5 kN/m². Teräsmaaluille on suunniteltu korroosiovara 2,0 mm käyttöiän pidentämiseksi. Paalut asennettiin suunniteltuihin koordinaatteihin pystysuuntaisina, ja kaikille maaluille asetettiin yhtenäinen katkaisukorko +10,36. Todellinen maalutussyvyys oli 10–11,5m, mikä ylitti alkuperäisen arvioidun 5–9 metrin syvyyden, maaperän ominaisuuksien vuoksi ja perustukset saatiin riittävän tukeviksi. Maalujen asennuksessa noudatettiin ±50 mm sijaintipoikkeamaa. Kaikki maalut varustettiin maaluhatuilla ja kalliojärjillä. Ne parantavat kantavuutta erityisesti savimaaperässä, sillä ne vähentävät maalujen painumista ja parantavat niiden pitkäaikaista kestävyyttä. Maalutustyö toteutettiin ohjeiden RIL 254 PO-2016 ja VTT-VA-00003-17 mukaisesti.

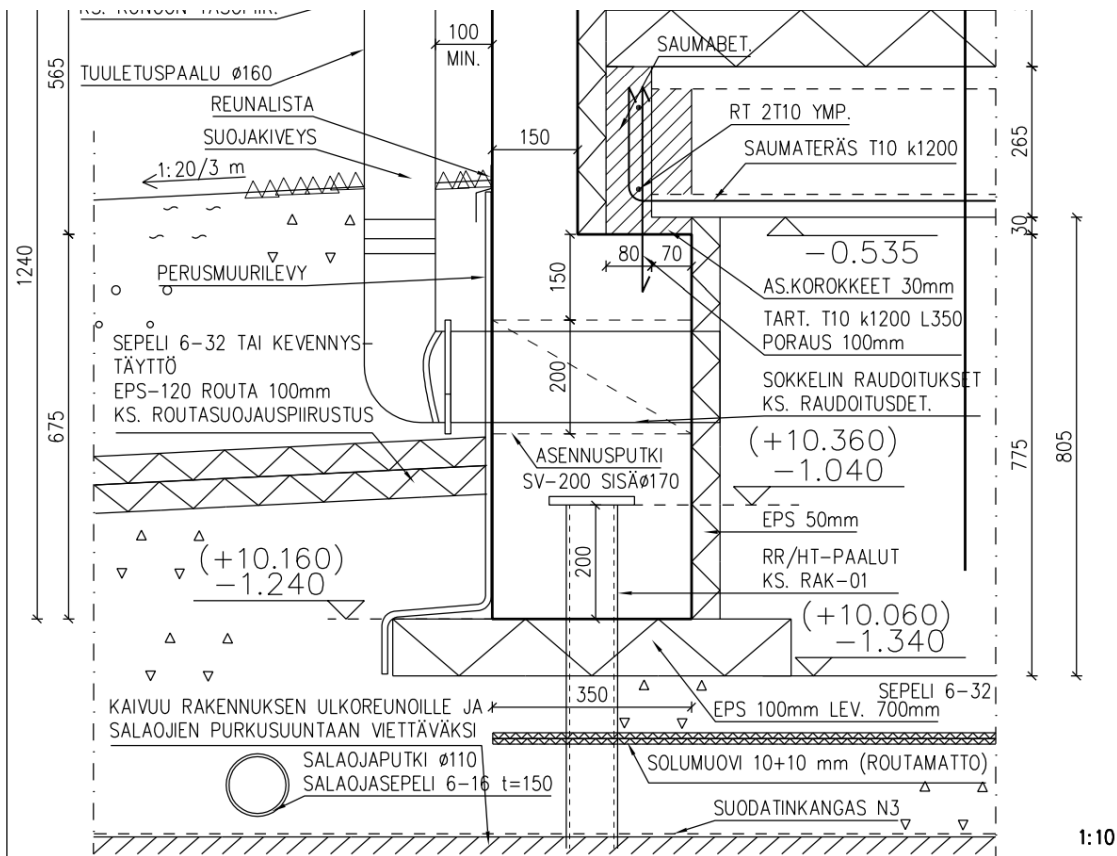
Taulukko 4. Maalutustaulukko (Perustuva, 2020)

Maalu nro:	Kärki:	Loppulyönnit TP90/6,3	Loppulyönnit TP115/6,3	Loppulyönnit TP115/8	Jousto (mm)	TP90/6,3 Paaluelementin lopullinen pituus	TP115/6,3 Paaluelementin lopullinen pituus
1	KK	1			23	11550	
2	KK	1			18	10850	
3	KK	1			26	10470	
4	KK	1			15	11070	
5	KK	1			7	10630	
6	KK	1			19	11120	
7	KK	1			10	11090	
8	KK	1			18	9260	
9	KK	1			27	10900	
10	KK	1			13	9960	
11	KK	1			15	10660	
12	KK	1			4	10260	
13	KK	1			12	10420	
14	KK		1		22		11430
15	KK		1		16		10780
16	KK		1		19		10390
17	KK		1		7		10380
18	KK		1		2		10260
19	KK		1		12		10430
20	KK		1		15		10440
21	KK		1		11		10470
22	KK		1		8		10660
23	KK		1		17		10910

10.4 Perustukset ja alapohjan rakenne

Omakotitalon perustus tehtiin matalana kaivantona, joka suunniteltiin paikallisten maaperäolosuhteiden mukaan. Ensiksi poistettiin humus ja pintamaa, minkä jälkeen alapohjan alle rakennettiin 300 mm paksu kuivatuskerros, joka estää veden kertymisen perustusten alle. Täytöissä käytettiin sepelimateriaalia, jonka koko vaihteli 6-32 mm. Lisäksi peruskaivannon pohjalle asennettiin suodatinkangas N3, joka pitää maata ja hiekkaa paikallaan. Perustuksen betonirakenteet olivat C20/25 -luokan betonista, ja sokkelielementissä käytettiin kestävämmät C30/37 -betonia. Alapohjan tuuletus järjestettiin Ø160 mm tuuletusputkien avulla, jotka eristettiin ja varustettiin tarvittaessa huippumurilla. Kulkuaukko alapohjaan varustettiin lämpöeristetyllä luukulla

Kuva 13. Perustusleikkaus (Perustuva, 2020)



10.6 Painumaseuranta

Omakotitalon pohjatöiden aikana toteutettiin painumaseuranta, jonka avulla arvioitiin maaperän painumista savipohjaisella rakennuspaikalla. Tontin keskellä oli myös pieni oja. Aluksi tontille asennettiin putki, jonka avulla mitattiin maaperän painumista. Tämän jälkeen tontille levitettiin 1,5 metrin täyttökerros suodatinkankaan päälle ja täyttö tiivistettiin koneella. Maaperän annettiin painua rauhassa noin 1,5 kuukauden ajan, minkä jälkeen mitattiin noin 20 cm painuma. Ojassa painuma oli kuitenkin jonkin verran suurempi.

Vuosi talon valmistumisen jälkeen suoritettiin uusi painumaseuranta savipohjaisella tontilla. Seurannassa havaittiin, että maa oli painunut edelleen noin 15 cm. Savikerroksen painuma ei ollut pysähtynyt. Koko pihalla havaittiin tasainen painuma. Painuman vuoksi alapohjan viemäriputkia jouduttiin pidentämään ja ryömintätilan kautta putkia päästiin vaihtamaan tarpeen mukaan. Viemäriputkia pihan puolella seurattiin kuukausittain painuman etenemisen varalta. Kaikki pihan viemäriputket oli sijoitettu arinaputken päälle, mikä vähensi niiden painumariskiä.

Rakenteiden tarkistuksessa ei havaittu lattioissa tai seinissä halkeamia tai kallistumia. Paalutuksen ansiosta talon perustus ja rakenteet pysyivät täysin muuttumattomina. Painumaseuranta auttoi tunnistamaan tontin painuman etenemistä ja varmisti, että talon rakenteet säilyivät vahvoina.

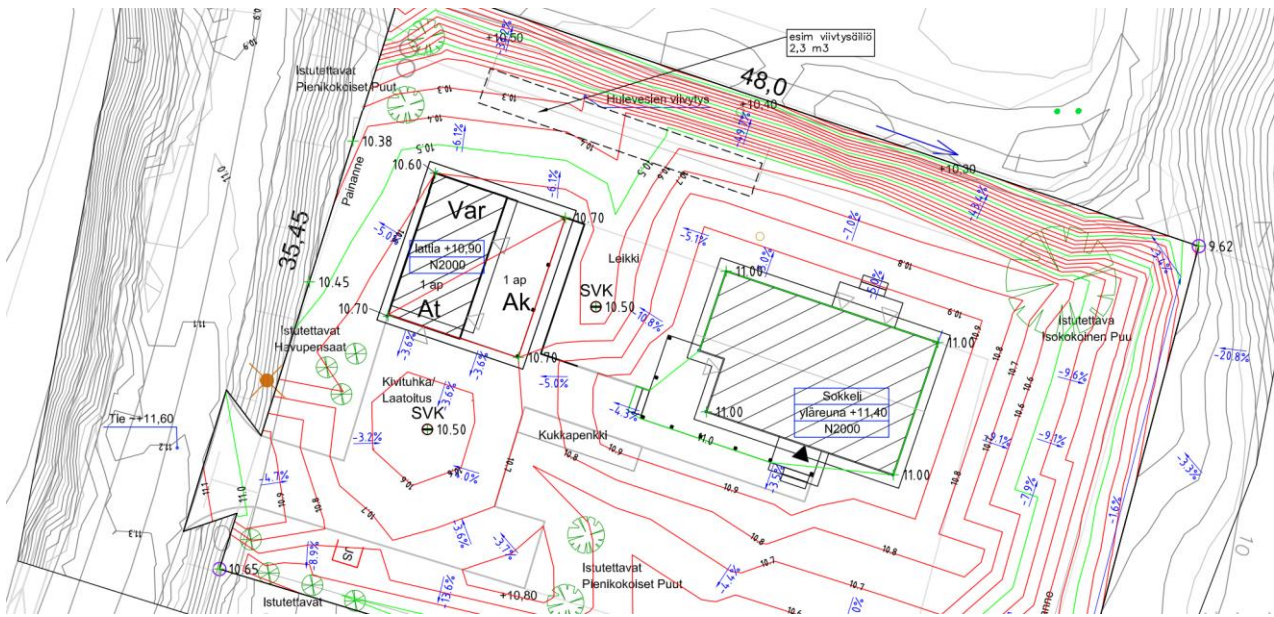
10.7 Kosteuden seuranta

Omakotitalon rakentamisen yhteydessä selvitettiin pohjavesitilanne. Rakennusvalvonnasta saatiin tieto, että pohjavesi sijaitsee syvällä, eikä aiheuta riskiä. Näin ollen erillisiä pohjaveden hallintatoimia ei tarvittu ja maalämpökaivon poraus oli turvallista.

Rakentamisen jälkeen ryömintätilassa havaittiin kosteutta ja sepeli oli märkää, vaikka perustukset pysyivät kuivina. Sepelistä otettiin näytteitä ja sen todettiin olevan oikeaa materiaalia. Kosteuden syyksi arvioitiin puutteellinen tuuletus. Alkuperäinen tuuletusputki oli liian pitkä, mikä heikensi ilmankiertoa. Putken lyhentämisen jälkeen ryömintätilan kosteus väheni, eikä hajuhaittoja esiintynyt sisätiloissa.

Läheisyydessä havaittiin muutamia ulkoisia tekijöitä, jotka mahdollisesti vaikuttivat tontin kosteuteen. Tontin vieressä sijaitsee noin 30 metriä korkea kallio ja arvioitiin, että sadevettä saattaa virrata sen rinteiltä alas tontille. Lisäksi tontin reunoilla on oja, joka johtaa pintavesiä pois tontilta. Naapuritontilla havaittiin samankaltaisia ongelmia, mikä tukee oletusta alueen pintavesien vaikutuksesta.

Kuva 15. Pintavesisuunnitelma (Perustuva, 2020)



10.8 Paalumallien kantavuuden laskenta

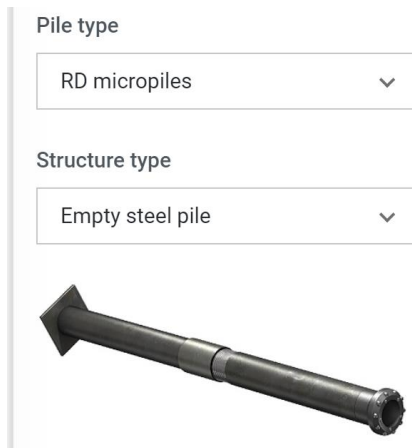
Paalujen kantavuutta voidaan laskea esim. PileCalc ohjelmalla, joka on SSAB:n moderni mitoitusohjelma. Ohjelma tarjoaa kattavan ratkaisun teräspaalujen suunnitteluun Eurokoodien, kansallisten liitteiden ja paikallisten ohjeiden mukaisesti. (SSAB, n.d)

Paalujen suunnittelussa taipumiskestävyys (design buckling resistance) on yksi keskeisistä tekijöistä, joka määrittää paalun kyvyn kestää kuormituksen aiheuttamia muodonmuutoksia eli taipumista (buckling). Taipuminen tapahtuu, kun paaluun kohdistuu liian suuri voima, joka ylittää paalun rakenteelliset kyvyt ja se alkaa vääntyä tai kaatua pystyyn. Paalun taipumiskestävyys kuvaa sitä maksimikuormaa, jonka paalu voi kestää ilman, että se menettää vakautensa ja kykynsä kantaa kuormaa. (SSAB, n.d)

Tämä on tärkeää rakennuksen vakauden ja turvallisuuden kannalta, sillä taipuminen voi johtaa paalun vääntymiseen tai kaatumiseen. Taipumiskestävyys määräytyy paalun pituudesta, halkaisijasta, materiaalin lujuudesta ja maaperän ominaisuuksista. Suuri taipumiskestävyys tarkoittaa, että paalu kestää suurempia kuormia ilman taipumista. Pieni taipumiskestävyys voi puolestaan aiheuttaa vakavia ongelmia, kuten paalun kaatumisen tai maaperän liikkumisen. Oikein mitoitettu taipumiskestävyys varmistaa rakenteen turvallisuuden ja vakauden koko elinkaaren ajan.

Esimerkkitapauksessani paalut olivat PTL2-luokan HT-paaluja, joiden maksimikuormat olivat HT 90/6.3 paaluilla $P_d = 150kN$ ja HT 115/6.3 paaluilla $P_d = 360kN$. Koska ohjelmassa ei ole suoraan HT-paaluja, valitsin RD-mikropaalut, sillä ne käyttäytyvät ja kestävät kuormia samalla tavalla. Tyhjä teräsputkipaalu-rakenne valittiin, koska HT-paaluissa ei ole betonitäytettä. Design-tyypiksi valitsin plastisen käyttäytymisen, sillä HT-paaluilla odotetaan plastista käyttäytymistä suurilla kuormilla, mikä tukee paalun vakauden ja kantavuuden arviointia käytännön olosuhteissa. Paalujen suunniteltu käyttöikä oli 50 vuotta.

Kuva 16. Teräspaalujen valinta (SSAB, 2016)



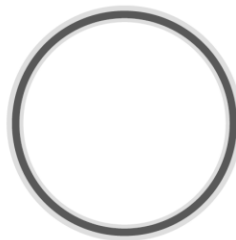
Kaksi mitoitusta paaluille tehtiin. Ensimmäisessä mitoituksessa käytin HT 90/6.3 -paaluja. Tässä laskennassa valitsin korroosiovaran $2mm$ ulkopuolelle ja $2mm$ sisäpuolelle paalulle ja maksimi paalukuormaksi $P_d = 150kN$. Teräslajiksi valittiin S460MH, joka on korkean lujuuden teräslaatu. S460MH tarkoittaa, että teräksen myötöraja on vähintään $460MPa$, mikä takaa paalujen hyvän kantavuuden ja mekaanisen lujuuden erityisesti suurissa kuormitustilanteissa.

Kuva 17. Teräspaalujen tietojen täyttäminen suunnitelmien mukaan (SSAB, 2016)

Structural data

General

Pile type	RD micropiles
Structure type	Empty steel pile
Design type	Elastic
Local buckling of cross-section	Class 4
Design service life	50 years
Outer pipe	RD90/6.3 S460MH
Outer corrosion	2 mm
Inner corrosion	2 mm



Paalujen mitoituksessa käytin seuraavia maaperän ominaisuuksia, jotka perustuvat saven käyttäytymiseen ja suunnittelukäytäntöihin. Leikkauslujuus oli $c_{uk} = 5kPa$, mikä kuvaa saven kestävyyttä ilman vedenpoistoa ja on tyypillinen arvo pehmeille savipohjille. Pitkäaikaisen kuorman osuus (long-term load part) valittiin 0,8, koska asuinrakennuksissa suurin osa kuormituksesta on pitkäaikaista, kuten rakennuksen oma paino ja lyhytaikaiset kuormat ovat yleensä pienempiä. Subgrade reactionin kerroin A asetettiin arvoon $20MN/m^3$, joka kuvastaa maaperän jäykkyyttä vaakakuormituksia vastaan ja tämä on sopiva pehmeille saviille. Tämä parametri auttaa arvioimaan, kuinka maaperä reagoi paalun liikkeisiin vaakasuunnassa. Lisäksi ultimate soil pressure kerroin B asetettiin arvoon 6, joka liittyy maaperän kantavuuteen pystysuorissa kuormituksissa ja ottaa huomioon saven tiivyyden sekä kantavuuskyvyn.

Kuva 18. Teräspaalujen tietojen täyttäminen suunnitelmien mukaan (SSAB, 2016)

Soil properties

Undrained shear strength, c_{uk}	5 kPa
Long-term load part	0.8
Coefficient for subgrade reaction, A	20
Coefficient for ultimate soil pressure, B	6

Initial deflections

Critical buckling length of pile, L_{cr}	3.2 m	PO-2016, Eq. (4.52)
Radius of curvature of pile, R	199.7 m	PO-2016, Fig. 4.18
Initial deflection of pile	$L_{cr}/500$	

Paalun alkuperäinen notkahdus (initial deflection) määritettiin arvoksi $L_{cr}/500$, jossa L_{cr} on paalun pituus. Paalun pituus oli välillä 5-9 metriä, mikä vaikutti laskennan tarkkuuteen ja notkahduksen määrään. Laskennan lopputuloksena saimme paalun rakenteellisen vastuksen arvoksi $146kN$. Vertailun vuoksi, ilman ohjelmaa laskettu taipumiskestävyys (Design buckling resistance) oli $F_d = 150kN$, mikä osoitti, että ohjelmalla saadut arvot olivat hyvin lähellä toisiaan ja ero oli vähäinen. Ohjelmalla saatu arvo on melko tarkka ja soveltuu hyvin paalun mitoitukseen, sillä tulos ei poikennut merkittävästi manuaalisesti lasketuista arvoista.

Kuva 19. Taipumiskestävyiden arvo (SSAB, 2016)

Summary

Buckling, soil	$F_{d;s}$	150 kN
Buckling, pile	$F_{d;p}$	146 kN
Design value of buckling resistance	F_d	146 kN
Design value of compression resistance of the pile	R_d	146 kN

Toisessa mitoituksessa käytin HT 115/6.3 paaluja, joiden maksimi paalukuorma oli $P_d = 360\text{k}$. Tässä laskennassa käytin vain ulkokorroosiovaraa ja sisäpuolelta ei otettu korroosiovaraa huomioon 0 mm . Muut arvot, kuten maaperän ja kuormitusolosuhteet pysyivät samoina kuin edellisessä mitoituksessa. Laskennan tuloksena saimme suunnittelun taipumiskestävyiden (design buckling resistance) arvoksi $F_d = 292\text{ kN}$.

Ero paalujen taipumiskestävyysarvoissa voi johtua useista tekijöistä. Ohjelman laskemassa pienemmässä arvossa voi olla kyse varovaisemmasta suunnittelusta. Tällöin paalu on herkempi taipumaan pienemmällä kuormalla. Tämä voi tarjota turvallisemman lähestymistavan, mutta se voi myös tarkoittaa, että paalu ei ole optimaalinen kuormitustekijöiden suhteen. Erojen ymmärtäminen auttaa valitsemaan oikean laskentatavan projektin tarpeiden mukaan. Ohjelma voi käyttää tarkempia oletuksia paalun käytökselle, kuten maaperän vaikutusta, geometrisia tekijöitä tai muita parametreja, joita manuaalisessa laskennassa ei ole huomioitu.

11 Päätelmät

Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli tutkia savipohjaisen maaperän vaikutuksia omakotitalon rakennesuunnitteluun. Opinnäytetyössä tarkasteltiin savipohjaisen maaperän ominaisuuksia, vahvistusmenetelmiä sekä näihin liittyvää rakennesuunnittelua ja pohjatutkimuksia. Tutkimuksen päätavoite oli selvittää, kuinka saven ominaisuudet vaikuttavat rakennusten perustuksiin ja paalutustarpeisiin. Lisäksi tarkasteltiin pohjatutkimusten ja painumalaskentojen sekä paalujen kantavuuslaskennan merkitystä rakennesuunnittelussa. Case-esimerkki omakotitalon rakennesuunnittelusta antoi käytännön näkökulman siihen, kuinka teoreettiset laskelmat ja pohjatutkimukset yhdistyvät todellisiin suunnitteluratkaisuihin.

Tutkimukseni tulokset osoittavat, että savipohjaisen maaperän erityispiirteet, kuten painuminen, konsolidaatiopainuma ja huono vedenläpäisevyys, luovat merkittäviä haasteita rakennusten perustamiselle. Saven lujuus ja rakenne vaihtelevat huomattavasti, mikä vaikuttaa suoraan perustusten kantavuuteen. Maaperän herkkyys ja kuivakuorisavi voivat myös aiheuttaa ongelmia rakennusten kestävydessä. Pohjatutkimusten, kuten painokairauksen ja siipileikkauskokeiden, tulokset tukivat tätä havaintoa. Samalla nämä testit antoivat tärkeää tietoa maaperän käyttäytymisestä. Savipohjan vahvistusmenetelmät, kuten massanvaihto, esikuormitus ja paalutus, osoittautuivat tehokkaiksi keinoiksi parantaa maaperän kantavuutta ja estää mahdollisia ongelmia. Painumalaskentamenetelmät auttoivat ennustamaan savipohjan käyttäytymistä ja painumista tarkemmin.

Case-esimerkki korosti käytännön sovellusten ja teoreettisten laskentojen yhdistämisen merkitystä, sillä tämä yhdistelmä mahdollistaa tarkat ja luotettavat suunnitteluratkaisut. Yhteenvetona voidaan todeta, että savipohjaiselle maalle rakennettaessa on ensiarvoisen tärkeää tehdä perusteelliset pohjatutkimukset ja valita oikeat vahvistusmenetelmät. Näin voidaan varmistaa rakennusten turvallisuus ja kestävyys pitkällä aikavälillä.

Lähteet

Forsman J., Jyrävä H., Lahtinen P., Niemelin T., Hyvönen I. (2014). *Mass stabilization manual*. Ramboll.

https://projektit.ramboll.fi/massastabilointi/materials/mass_stabilization_manual_2015.pdf

GTK Geologian tutkimuskeskus. (n.d.). *Savimaat*.

<http://weppi.gtk.fi/aineistot/mp-opas/savimaat.htm>

GTK Geologian tutkimuskeskus. (n.d.) *Pohjavesi*.

https://lahde.gtk.fi/?page_id=308

Haavisto-Hyvärinen, M. & Kutvonen, H. (2007). *Maaperäkartan käyttöopas*. Geologian tutkimuskeskus.

https://tupa.gtk.fi/julkaisu/erikoisjulkaisu/gtk_maaperakartan_kayttoopas.pdf

Jääskeläinen, R. (2009). *Pohjarakennuksen perusteet*. Tammertekniikka.

Jääskeläinen, R. (2011). *Geotekniikan perusteet*. Tammertekniikka.

Liikennevirasto (2018). Suljettu leikkauslujuus stabiileettilaskelmissa suunnittelu lamellimenetelmällä

https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/opas_2018-02_suljettu_leikkauslujuus_web.pdf

Liikennevirasto (2011). Massanvaihdon suunnittelu Tien pohjarakenteiden suunnitteluohjeet

https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo_2011-11_massanvaihdon_suunnittelu_web.pdf

Tielaitos (2000). Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi.

<https://www.doria.fi/bitstream/handle/10024/138963/4164tie.pdf>

Suomen vesiyhdistys (2005). Pohjavesitutkimusopas käytännön ohjeita.

<https://www.vesiyhdistys.fi/pdf/Pohjavesiopas.pdf>

Rantamäki, M. & Tammirinne, M. (2006). *Pohjarakennus*. Otatieto.

Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. (2008). *Geotekniikka*. Otatieto.

Rakennustutkimus RTS Oy (2012).

<https://www.suomirakentaa.fi/omakotirakentaja/perustukset-ja-alapohja/perustusratkaisun-valinta>

RT 81–10486 (1992). *Pientalon perustamistavan valinta*. Rakennustieto Oy.

<https://kortistot-rakennustieto-fi.ezproxy.hamk.fi/kortit/RT%2081-10486>

RT 81-10590 (1995). *Routasuojusrakenteet*. Rakennustieto Oy.

<https://kortistot-rakennustieto-fi.ezproxy.hamk.fi/kortit/RT%2081-10590>

Ronkainen, N. (2012). *Suomalaisten maalajien ominaisuuksia*. Suomen ympäristö 2/2022.
<https://helda.helsinki.fi/server/api/core/bitstreams/e213ff56-d01a-49cd-afbd-72c70661fb8a/content>

Salonen, V.-P., Ernonen, M. & Saarnisto, M. (2002). *Käytännön maaperägeologia*. Otavan kirjapaino Oy.

SGY (2018). Kairausopas II siipileikkauskoe.
<https://sgy.fi/content/uploads/2022/12/kairausopas-2-siipileikkauskoe-2022-12-07.pdf>

SGY (1980). Kairausopas I painokairaus
<https://sgy.fi/content/uploads/2017/04/kairausopas-1-painokairaus-taerykairaus-heijarikairaus.pdf>

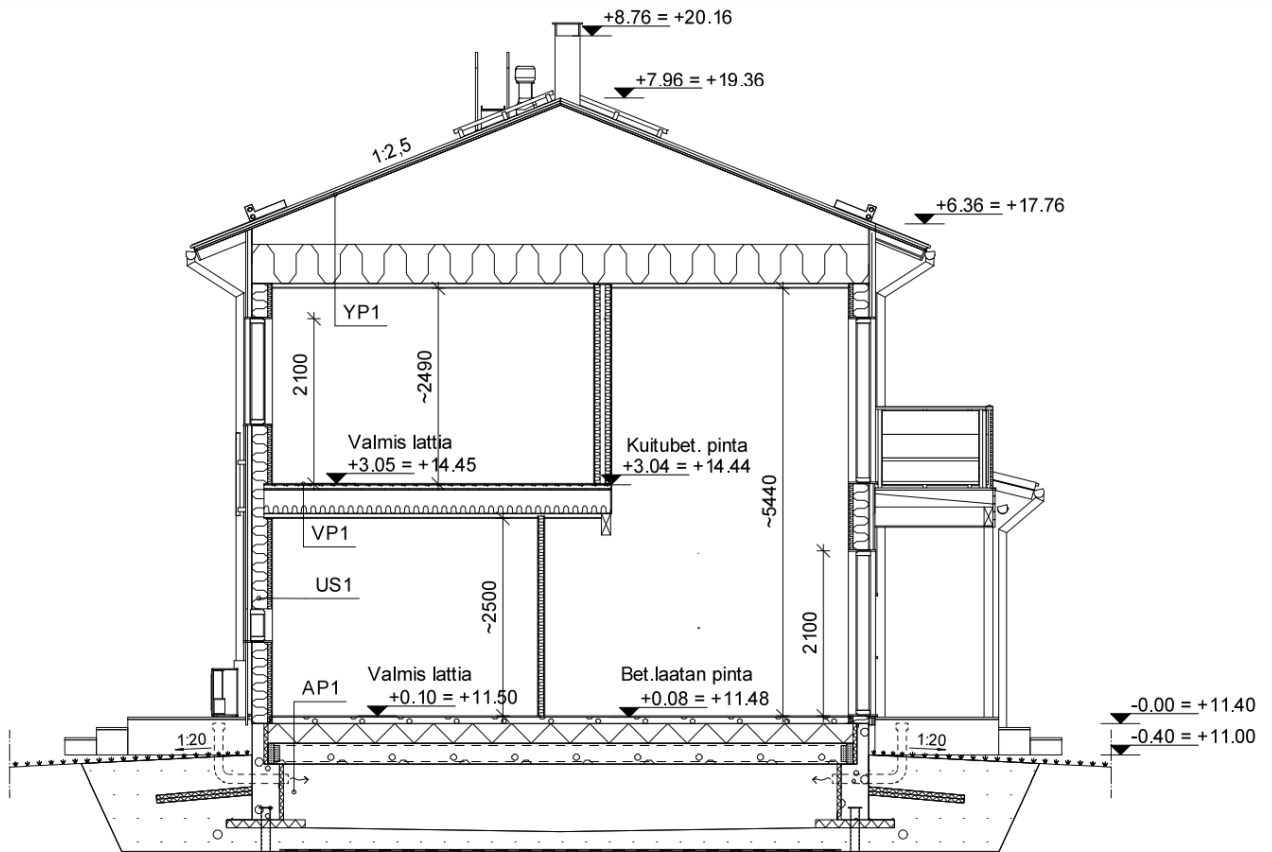
SGY (2021). Pohjatutkimusmerkinnät.
https://sgy.fi/content/uploads/2021/09/pohjatutkimusmerkinnat_2021-08-27.pdf

SSAB. (n.d) *putkituotteiden suunnittelutyökalut*
<https://www.ssab.com/fi-fi/tuki/tuki-ja-tyokalut/laskurit-ja-tyokalut/tubular-design-tools>

SSAB (2016). *RR-ja RD-paalut - Suunnittelu- ja asennusohjeet*.

Ympäristöministeriön asetus pohjarakenteista. Pohjarakenteet määräykset ja ohjeet 2004.
<file:///C:/Users/wr/Downloads/B3s.pdf>

Liitteet 1. Julkisivuleikkaus



LEIKKAUS A-A

The presented calculations are valid only for the CE-marked SSAB steel piles.

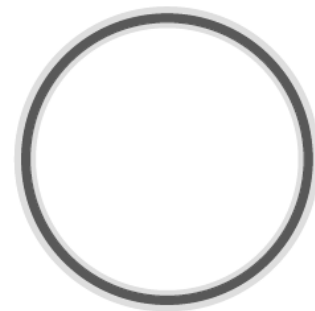
The calculations are performed employing the properties of the SSAB piles.

The results might be invalid for piles of other manufacturers.

Structural data

General

Pile type	RD micropiles
Structure type	Empty steel pile
Design type	Elastic
Local buckling of cross-section	Considered if relevant
Class	Class 4
Design service life	50 years
Outer pipe	RD90/6.3 S460MH
Outer corrosion	2 mm
Inner corrosion	2 mm



Soil properties

Undrained shear strength, c_{uk}	5 kPa
Long-term load part	0.8
Coefficient for subgrade reaction, A	20
Coefficient for ultimate soil pressure, B	6

Initial deflections

Critical buckling length of pile, L_{cr}	3.2 m	PO-2016, Eq. (4.52)
Radius of curvature of pile, R	199.7 m	PO-2016, Fig. 4.18
Initial deflection of pile	$L_{cr}/500$	

GWP-fossil environmental impact

Modules A1...A3	30.6 kg CO ₂ /m	EPD SSAB Steel Piles, 2022-04-01
Module D	-19.2 kg CO ₂ /m	EPD SSAB Steel Piles, 2022-04-01
Total	11.4 kg CO ₂ /m	

Structural resistance

Pipe

Diameter	d_1	88.9 mm
Wall thickness	t_1	6.3 mm

Liiteet 3. Paalumallien kantavuuden laskenta 90/6.3 tulokset

SSAB**PileCalc**
Design of Piles

Version 4.2.0.0

Page 3/3

SSAB Europe Oy

09 Dec 2024 09:20

Effective diameter	d_{eff}	84.9 mm	
Effective wall thickness	t_{eff}	2.3 mm	
Cross-section class		3	EN 1993-1-1, Table 5.2
Design value of compressive strength	f_{yd}	460.0 MPa	EN 1993-1-1, 3.2.1
Design value of shear strength	τ_d	265.6 MPa	
Effective cross-sectional area	A_a	597 mm ²	
Effective bending stiffness	EI_{eff}	107 kNm ²	
Effective axial stiffness	EA_{eff}	125 MN	

Buckling

Geometric initial deflection of pile	δ_g	6.4 mm	PO-2016, Table 4.19
Fictive deflection of pile	δ_f	4.2 mm	PO-2016, Table 4.20
Total initial deflection of pile	δ_0	10.5 mm	PO-2016, Eq. (4.56)
Modulus of lateral subgrade reaction of soil	k_s	1178 kPa/m	PO-2016, Eq. (4.45)
Extreme value of lateral resistance of soil (ultimate strength)	p_{md}	20.0 kPa	PO-2016, Fig. 4.12
Critical buckling length	L_{cr}	3.20 m	PO-2016, Eq. (4.52)
Radius of pile curvature	R	199.7 m	PO-2016, Fig. 4.18
Critical buckling load of straight pile	F_{cr}	207 kN	PO-2016, Eq. (4.55)
Design value of buckling resistance of pile cross-section	$F_{d,p}$	146 kN	PO-2016, Eq. (4.57)
Design value of buckling resistance as soil is exceeded	$F_{d,s}$	150 kN	PO-2016, Eq. (4.54)
Design value of buckling resistance	F_d	146 kN	

Resistance of cross-section

Design value of axial compression resistance	N_{Rd}	274 kN	
Design value of bending moment resistance	M_{Rd}	5.5 kNm	
Design value of shear force resistance	V_{Rd}	101 kN	

Summary

Buckling, soil	$F_{d;s}$	150 kN
Buckling, pile	$F_{d;p}$	146 kN
Design value of buckling resistance	F_d	146 kN
Design value of compression resistance of the pile	R_d	146 kN

The presented calculations are valid only for the CE-marked SSAB steel piles.

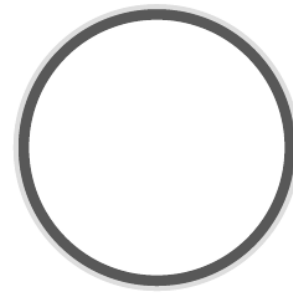
The calculations are performed employing the properties of the SSAB piles.

The results might be invalid for piles of other manufacturers.

Structural data

General

Pile type	RD micropiles
Structure type	Empty steel pile
Design type	Elastic
Local buckling of cross-section	Considered if relevant
Class 4	
Design service life	50 years
Outer pipe	RD115/6.3 S460MH
Outer corrosion	2 mm
Inner corrosion	0 mm



Soil properties

Undrained shear strength, c_{uk}	5 kPa
Long-term load part	0.8
Coefficient for subgrade reaction, A	20
Coefficient for ultimate soil pressure, B	6

Initial deflections

Critical buckling length of pile, L_{cr}	4.51 m	PO-2016, Eq. (4.52)
Radius of curvature of pile, R	281.6 m	PO-2016, Fig. 4.18
Initial deflection of pile	$L_{cr}/500$	

GWP-fossil environmental impact

Modules A1...A3	40.0 kg CO ₂ /m	EPD SSAB Steel Piles, 2022-04-01
Module D	-25.0 kg CO ₂ /m	EPD SSAB Steel Piles, 2022-04-01
Total	15.0 kg CO ₂ /m	

Structural resistance

Pipe

Diameter	d_1	114.3 mm
Wall thickness	t_1	6.3 mm

Liiteet 5. Paalumallien kantavuuden laskenta 115/6.3 tulokset

SSAB**PileCalc**

Version 4.2.0.0

Design of Piles

Page 3/3

SSAB Europe Oy

10 Dec 2024 11:55

Effective diameter	d_{eff}	110.3 mm	
Effective wall thickness	t_{eff}	4.3 mm	
Cross-section class		2	EN 1993-1-1, Table 5.2
Design value of compressive strength	f_{yd}	460.0 MPa	EN 1993-1-1, 3.2.1
Design value of shear strength	τ_{d}	265.6 MPa	
Effective cross-sectional area	A_{a}	1432 mm ²	
Effective bending stiffness	EI_{eff}	423 kNm ²	
Effective axial stiffness	EA_{eff}	301 MN	

Buckling

Geometric initial deflection of pile	δ_{g}	9.0 mm	PO-2016, Table 4.19
Fictive deflection of pile	δ_{f}	5.9 mm	PO-2016, Table 4.20
Total initial deflection of pile	δ_{0}	14.9 mm	PO-2016, Eq. (4.56)
Modulus of lateral subgrade reaction of soil	k_{s}	907 kPa/m	PO-2016, Eq. (4.45)
Extreme value of lateral resistance of soil (ultimate strength)	p_{md}	20.0 kPa	PO-2016, Fig. 4.12
Critical buckling length	L_{cr}	4.51 m	PO-2016, Eq. (4.52)
Radius of pile curvature	R	281.6 m	PO-2016, Fig. 4.18
Critical buckling load of straight pile	F_{cr}	411 kN	PO-2016, Eq. (4.55)
Design value of buckling resistance of pile cross-section	$F_{\text{d,p}}$	307 kN	PO-2016, Eq. (4.57)
Design value of buckling resistance as soil is exceeded	$F_{\text{d,s}}$	292 kN	PO-2016, Eq. (4.54)
Design value of buckling resistance	F_{d}	292 kN	

Resistance of cross-section

Design value of axial compression resistance	N_{Rd}	658 kN	
Design value of bending moment resistance	M_{Rd}	16.9 kNm	
Design value of shear force resistance	V_{Rd}	242 kN	

Summary

Buckling, soil	$F_{\text{d,s}}$	292 kN	
Buckling, pile	$F_{\text{d,p}}$	307 kN	
Design value of buckling resistance	F_{d}	292 kN	
Design value of compression resistance of the pile	R_{d}	292 kN	